

PRINCIPIOS Y APLICACIONES DEL DRENAJE

I MATERIAS PRELIMINARES

II TEORIAS DEL DRENAJE AGRICOLA Y DE LA ESCORRENTIA

III ESTUDIOS E INVESTIGACIONES

IV DISEÑO Y MANEJO DE LOS SISTEMAS DE DRENAJE

Editado a partir de
Apuntes del
Curso Internacional de Drenaje Agrícola
Wageningen



INTERNATIONAL INSTITUTE FOR LAND RECLAMATION AND IMPROVEMENT
P.O. Box 45 WAGENINGEN HOLANDA 1977

Prefacio

Este libro es el segundo de cuatro volúmenes que contienen las notas editadas de las conferencias del Curso Internacional de Drenaje Agrícola que se organiza anualmente en Wageningen, Holanda. En el curso se realiza un esfuerzo para cubrir lo más completamente posible en un período de tres meses los principios básicos del drenaje agrícola y su aplicación. Como se mencionó en la Introducción al Volumen I, los autores, todos ellos especialistas en sus campos específicos, no pretenden haber tratado su tema de una forma exhaustiva; dado el limitado tiempo disponible, les es imposible tratar todos los detalles de sus materias.

Este segundo volumen presenta los principios básicos del drenaje agrícola por gravedad y por pozos. Trata también del balance de sales, necesidades de lavado, efectos del riego en el drenaje, criterios de drenaje agrícola y modelos matemáticos para los diferentes tipos del flujo subsuperficial y de escorrentía. El libro puede ser utilizado independientemente de los otros volúmenes aunque para evitar repeticiones se hace referencia a menudo a los capítulos de dichos volúmenes. El Volumen I publicado en Agosto de 1972, trata de los elementos básicos, leyes físicas que gobiernan el flujo del agua subsuperficial y conceptos del sistema agua-suelo-planta en el que tienen lugar los procesos de drenaje agrícola. Los siguientes volúmenes III y IV discutirán los diversos estudios e investigaciones necesarias para determinar los parámetros del sistema agua-suelo-planta que tienen que ser introducidos en los cálculos de un proyecto de drenaje; y tratarán también del proyecto y dimensionamiento de los sistemas de drenaje, de algunas de las principales características de ingeniería y aspectos del funcionamiento y conservación de dichos sistemas. Las razones por la que se publican las notas de las conferencias del curso han sido explicadas en el Prefacio e Introducción del Volumen I. Se mencionó en dicho Prefacio que, cuando se disolvió el Comité original, bajo la Presidencia de Mr. P.J. Dieleman, se formó un grupo de trabajo para concluir la tarea. Este grupo que está constituido por miembros del Instituto no ha hecho cambios substanciales en el programa de trabajo y en los principios establecidos por el Comité Editorial para la publicación de estas notas de las conferencias. Los miembros del Grupo de trabajo que han contribuido a la edición del Volumen II son:

Mr.J.Kessler, Presidente, Coordinador Jefe
Mr.N.A.de Ridder, Coordinador
Mr.M.G.Bos, Coordinador
Mr.R.H.Messemaeckers van de Graaf, Coordinador
Mr.T.Beekman, Producción
Mr.J.Stransky, Indice de materias
Mrs.M.F.L.Wiersma Roche, Traductora

Para nuestro gran pesar, Mr.Kessler falleció repentinamente en Agosto de 1972. Antes de su muerte pudo completar la mayor parte del trabajo editorial no solamente del Volumen I, sino también del Volumen II. Su última contribución al trabajo fué la preparación de un nuevo y completo borrador del capítulo 11: Criterios de drenaje agrícola. Mr.J.W.van Hoorn, Mr.J.H.Boumans, y Mr.C.L.van Someren introdujeron cambios en este capítulo.

La labor de Presidente del Grupo de Trabajo de Mr.Kessler ha sido asumida por Mr.N.A.de Ridder. Tengo plena confianza en que bajo su capaz dirección el trabajo de publicación de los dos últimos volúmenes será concluído satisfactoriamente.

Wageningen, Abril de 1973

Ch. A. P. Takes
Director en funciones (1971-72)
International Institute for Land
Reclamation and Improvement

Relación de temas y autores de los volúmenes I-IV

Volumen I MATERIAS PRELIMINARES

Capítulos

1	Hidrogeología de los diferentes tipos de zonas llanas	N.A.DE RIDDER
2	Suelos y propiedades de los suelos	W.F.J.VAN BEERS
3	Suelos salinos	B.VERHOEVEN
4	Desarrollo de las plantas en relación con el drenaje	G.A.W.VAN DE GOOR
5	Física de la humedad del suelo	P.H.GROENEVELT J.W.KIJNE
6	Hidráulica elemental del agua en la zona saturada	P.J.DIELEMAN
7	Modelos analógicos: láminas conductoras analógicas	W.H.VAN DER MOLEN

Volumen II TEORIAS DEL DRENAJE AGRICOLA Y DE LA ESCORRENTIA

Capítulos

8	Flujo subsuperficial de agua hacia los drenes	J.WESSELING
9	Balance de sales y necesidades de lavado	W.H.VAN DER MOLEN
10	Efectos del riego en el drenaje	J.NUGTEREN
11	Criterios de drenaje agrícola	J.KESSLER
12	Flujo de agua hacia pozos	J.WESSELING
13	Filtraciones	J.WESSELING
14	Drenaje por bombeo de pozos	N.A.DE RIDDER
15	Relaciones lluvia-escorrentía y modelos para el cálculo	D.A.KRAIJENHOFF VAN DE LEUR
16	Análisis de hidrogramas para zonas con predominio de escorrentía subsuperficial	J.W.DE ZEEUW

Volumen III ESTUDIOS E INVESTIGACIONES

Capítulos

17	Estudios y su secuencia	J.M.VAN STAVEREN
18	Análisis de datos pluviométricos	J.KESSLER S.J.DE RAAD
19	Determinación de la evapotranspiración	J.W.KIJNE
20	Estudio hidropedológico	K.VAN DER MEER R.H.MESSEMAECKERS VAN DE GRAAFF
21	Estudios del agua subsuperficial	N.A.DE RIDDER
22	Evaluación de balances del agua subterránea	J.KESSLER N.A.DE RIDDER
23	Medida de la humedad del suelo	W.P.STAKMAN
24	Determinación de la conductividad hidráulica de los suelos	J.KESSLER R.J.OOSTERBAAN
25	Obtención de las características de un acuífero a partir de ensayos por bombeo	J.WESSELING G.P.KRUSEMAN
26	Deducción de constantes hidrológicas a partir de pruebas de drenaje en el campo	P.J.DIELEMAN

Volumen IV DISEÑO Y MANEJO DE LOS SISTEMAS DE DRENAJE

Capítulos

27	Sistemas subsuperficiales de drenaje agrícola	J.C.CAVELAARS
28	Sistemas de drenaje agrícola superficial	S.RAADSMA F.E.SCHULZE
29	Red principal de drenaje	J.A.VAN DORT M.G.BOS
30	Control de las malas hierbas acuáticas por métodos químicos	A.H.DRUIJFF
31	Mantenimiento mecánico de los desagües	H.M.ELEMA
32	Drenaje de sedimentos arcillosos marinos recién recuperados, de suelos turbosos y de suelos sulfúricos ácidos	W.A.SEGEREN H.SMITS
33	Drenaje de suelos arcillosos pesados	J.W.VAN HOORN
34	Drenaje de tierras en ladera	J.W.VAN HOORN W.H.VAN DER MOLEN
35	Drenaje de arrozales	G.A.W.VAN DE GOOR
36	Procedimientos en estudios de drenaje	N.A.DE RIDDER R.VAN AART
37	Dirección de los proyectos de drenaje	F.HELLINGA J.M.STAVEREN
38	Evaluación económica de los proyectos hidráulicos	F.P.JANSEN

II Teorías del drenaje agrícola y de la escorrentía

Índice general

V Prefacio

VII Relación de temas y autores de los volúmenes I-IV

8	FLUJO SUBSUPERFICIAL DE AGUA A LOS DRENES	1
8.1	Introducción	3
8.2	Ecuaciones de drenaje para régimen permanente	5
8.3	Ecuaciones de drenaje para régimen variable	35
9	BALANCE DE SALES Y NECESIDADES DE LAVADO	63
9.1	Salinización y drenaje	65
9.2	El balance de sales	66
9.3	Ejemplos de cálculo	74
9.4	Influencia de sales poco solubles presentes en el agua de riego	85
9.5	Teoría del lavado de sales en el suelo	94
10	EFFECTOS DEL RIEGO EN EL DRENAJE	107
10.1	Relaciones entre riego y drenaje	109
10.2	Control de riego	112
10.3	Pérdidas de conducción	114
10.4	Aplicación del agua de riego	116
10.5	Métodos de riego	118
10.6	Exceso de riego beneficioso	127
10.7	Reutilización del agua de drenaje	130
10.8	Descarga de drenaje debida al riego	132
11	CRITERIOS DE DRENAJE AGRICOLA	135
11.1	Introducción: Formulación de los criterios de drenaje	137
11.2	Profundidad deseable de la capa freática	139
11.3	Criterios para zonas sin riego	146
11.4	Criterios para zonas en riego	157
12	FLUJO DE AGUA HACIA POZOS	173
12.1	Introducción	175
12.2	Flujo hacia pozos aislados en acuíferos infinitos	177
12.3	Otros problemas del flujo en los pozos	187

13	FILTRACIONES	199
13.1	Introducción	201
13.2	Filtraciones de canales a acuíferos semiconfinados	202
13.3	Flujo desde o hacia zanjas en acuíferos freáticos	213
13.4	Transmisión de ondas	221
13.5	Pérdidas de agua de acequias hacia una capa freática	226
14	DRENAJE POR BOMBEO DE POZOS	235
14.1	Introducción	237
14.2	Ventajas del drenaje con pozos	237
14.3	Desventajas del drenaje con pozos	238
14.4	Capa freática y criterios de descarga	239
14.5	Interferencia de pozos	240
14.6	Desarrollo de la carga hidráulica durante cortos períodos de bombeo	246
14.7	Pozos de drenaje en acuíferos semiconfinados	251
15	RELACIONES LLUVIA-ESCORRENTÍA Y MODELOS PARA EL CALCULO	261
15.1	Introducción	263
15.2	La cuenca de drenaje	266
15.3	Métodos de estudio en hidrología	277
15.4	Precipitación y precipitación efectiva, determinación de las pérdidas	290
15.5	Método del hidrograma unitario	305
15.6	Síntesis de modelos	319
15.7	Trabajos hechos sobre el tema en Holanda	331
16	ANÁLISIS DE HIDROGRAMAS PARA ZONAS CON PREDOMINIO DE ESCORRENTÍA SUBSUPERFICIAL	343
16.1	Modelos de escorrentía del agua subsuperficial	345
16.2	Expresiones matemáticas para el modelo de transformación de la precipitación efectiva en escorrentía (subterránea)	350
16.3	Análisis	356
16.4	Ejemplo numérico de análisis de un hidrograma	361
16.5	Ejemplos de zonas analizadas	374
16.6	Observaciones finales	381
	Lista de símbolos principales	383
	Índice de materias	389

TEORIAS DEL DRENAJE AGRICOLA Y DE LA ESCORRENTIA

8. FLUJO SUBSUPERFICIAL DE AGUA A LOS DRENES

J. WESSELING

*Jefe del Departamento de Hidrología
Institute for Land and Water Management
Research, Wageningen*

Conferenciantes en el Curso de Drenaje Agrícola

J. Wesseling (1962–1970, 1972)

Institute for Land and Water Management Research

J. Kessler (1971)

International Institute for Land Reclamation and Improvement

8. Flujo subsuperficial de agua a los drenes

8.1	Introducción	3
8.2	Ecuaciones de drenaje para régimen permanente	5
8.2.1	Flujo horizontal hacia zanjas que llegan hasta una capa impermeable	5
8.2.2	Principios de la ecuación de Hooghoudt	7
8.2.3	Aplicaciones de la ecuación de Hooghoudt	12
8.2.4	Principios de la ecuación de Kirkham	16
8.2.5	Aplicación de la ecuación de Kirkham	18
8.2.6	Principios y aplicación de la ecuación de Dagan	19
8.2.7	Principios de la ecuación de Ernst	21
8.2.8	Aplicación de la ecuación de Ernst	26
8.2.9	Abacos generalizados	32
8.3	Ecuaciones de drenaje para régimen variable	35
8.3.1	Introducción	35
8.3.2	Principios de la ecuación de Glover-Dumm	35
8.3.3	Aplicación de la ecuación de Glover-Dumm	38
8.3.4	Discusión de la ecuación de Glover-Dumm	40
8.3.5	Principios de la ecuación de Kraijenhoff van de Leur-Maasland	42
8.3.6	Aplicación de la ecuación de Kraijenhoff van de Leur-Maasland	44
8.3.7	Discusión de la ecuación de Kraijenhoff van de Leur-Maasland	59
8.4	Bibliografía	61

OBJETIVOS DE ESTE CAPITULO

En este capítulo se discuten los principios y la aplicación de las ecuaciones que generalmente se utilizan para describir el flujo subsuperficial de agua, en un sistema de drenes abiertos o enterrados paralelos, tanto para condiciones de régimen permanente como para las de régimen variable.

8.1 Introducción

Hasta hace poco tiempo y en todo el mundo, el único medio normal de controlar la capa freática era por un sistema de drenes abiertos. En la agricultura moderna se han reemplazado o se están sustituyendo estos sistemas por drenes de tubería (Cap.27, Vol.IV).

En un sistema de drenaje se pueden distinguir (Fig.1):

- drenes de parcela o laterales, que son drenes generalmente paralelos cuya misión es controlar la profundidad del agua freática
- drenes colectores, cuya función es recoger el agua de los drenes de parcela y transportarla a los drenes principales
- drenes principales, cuya función es transportar el agua fuera de la zona.

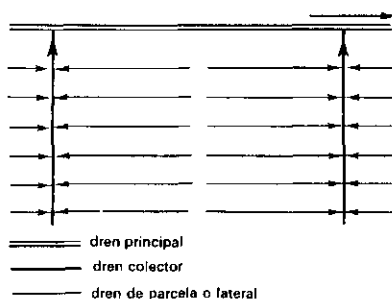


Fig.1. Funciones de los drenes.

No siempre hay una distinción clara de las funciones de los drenes: por ejemplo, todos los drenes colectores y de parcela tienen también una misión de transporte, y todos los drenes colectores y principales controlan también en parte la profundidad del agua freática.

En este capítulo solamente se va a tratar de los drenes de parcela paralelos. En la Figura 2 se muestra una sección transversal de los laterales de la Fig.1. Generalmente la capa de agua es curva, siendo su elevación mayor a media distancia entre dos drenes. Los factores que influyen en la altura de la capa de agua son:

- la precipitación y otras fuentes de recarga
- la evaporación y las descargas de otro origen
- las propiedades de los suelos
- la profundidad y el espaciamiento de los drenes
- la superficie de la sección transversal de los drenes
- el nivel del agua en los drenes

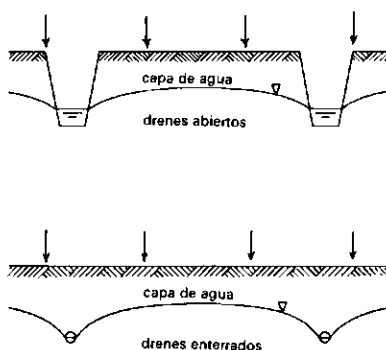


Fig.2. Sección transversal de laterales mostrando una capa de agua curva en la que influye la precipitación.

En este capítulo, los factores mencionados anteriormente se interrelacionan por ecuaciones de drenaje que se basan en dos suposiciones, que son las siguientes:

- flujo bidimensional, es decir el flujo es el mismo en cualquier sección transversal perpendicular a los drenes
- distribución uniforme de la recarga, permanente o variable, sobre el área comprendida entre los drenes.

La mayoría de las ecuaciones que se discuten en este capítulo se basan además en las suposiciones de Dupuit-Forchheimer (Cap.6, Vol.I), por lo que tienen que considerarse únicamente como soluciones aproximadas. Sin embargo, estas soluciones aproximadas tienen por lo general tan alto grado de exactitud, que se justifica completamente su aplicación en la práctica.

Se distinguen las fórmulas de drenaje para régimen permanente y las fórmulas para régimen variable. Las fórmulas para régimen permanente (Apt.8.2) se deducen basándose en la suposición de que la intensidad de la recarga es igual al caudal

de descarga de los drenes y que consecuentemente la capa de agua permanece en la misma posición. Las ecuaciones de drenaje para régimen variable (Apt.8.3) consideran las fluctuaciones de la capa de agua con el tiempo, bajo la influencia de una recarga variable.

8.2 Ecuaciones de drenaje para régimen permanente

8.2.1 Flujo horizontal hacia zanjas que llegan hasta una capa impermeable

En el Cap.6, Vol.I, se ha demostrado que con la llamada ecuación de Donnan (DONNAN, 1946), se puede describir el flujo del agua hacia zanjas verticales, que llegan hasta una capa impermeable (Fig.3a), basándose en las suposiciones de flujo horizontal unidimensional, es decir siendo las líneas de corriente horizontales y paralelas

$$R = q = \frac{4K(H^2 - D^2)}{L^2} \quad (1)$$

donde

R = recarga por unidad de superficie (m/día)

q = descarga de los drenes por unidad de superficie (m/día)

K = conductividad hidráulica del suelo (m/día)

H = altura de la capa freática respecto a la capa impermeable, a media distancia entre dos drenes (m)

D = altura del nivel del agua en los drenes respecto a la capa impermeable = espesor del acuífero por debajo del nivel de los drenes (m)

L = distancia entre drenes (m)

Esta ecuación también ha sido deducida por Hooghoudt (1936).

La ecuación (1) puede expresarse de la forma siguiente:

$$q = \frac{4K(H+D)(H-D)}{L^2} \quad (2)$$

Considerando $h = H - D$ y $H + D = 2D + h$ (Fig.3a), donde h es la altura de la capa de agua sobre el nivel de los drenes a media distancia entre dos drenes, es decir la carga hidráulica para el flujo subsuperficial hacia los drenes (m), la

ecuación (2) se transforma en la siguiente:

$$q = \frac{8K(D + \frac{1}{2}h)h}{L^2} \quad (3)$$

El factor $D + \frac{1}{2}h$ de la Ec.(3), puede considerarse que representa el espesor medio del estrato de suelo a través del que tiene lugar el flujo, es decir, del acuífero, y se representa por D . Introduciendo D en la Ec.(3) se obtiene:

$$q = \frac{8K\bar{D}h}{L^2} \quad (4)$$

donde $K\bar{D}$ = transmisividad del acuífero ($m^2/día$).

La ecuación (3) puede expresarse de la forma siguiente:

$$q = \frac{8K\bar{D}h + 4Kh^2}{L^2} \quad (5)$$

Considerando $D = 0$ se obtiene

$$q = \frac{4Kh^2}{L^2} \quad (6)$$

La ecuación (6) representa aparentemente el flujo horizontal por encima del nivel de los drenes, y se conoce como la ecuación de Rothe. Parece que ya fue deducida en 1879 por Colding en Dinamarca.

Si D es grande comparado con h , puede despreciarse el segundo término del numerador del segundo miembro de la ecuación (5), con lo que queda:

$$q = \frac{8K\bar{D}h}{L^2} \quad (7)$$

Las consideraciones anteriores permiten imaginar un suelo con dos estratos cuyo límite de contacto está a nivel de los drenes. Según esto la Ecuación (5) puede expresarse:

$$q = \frac{8K_b \bar{D}h + 4K_a h^2}{L^2} \quad (8)$$

donde

K_a = conductividad hidráulica del estrato por encima del nivel de los drenes (m/día)

K_b = conductividad hidráulica del estrato por debajo del nivel de los drenes (m/día)

8.2.2 Principios de la ecuación de Hooghoudt

Si las zanjas no alcanzan la capa impermeable, las líneas de corriente no son paralelas y horizontales, sino que convergen hacia el dren, es decir, el flujo es radial. En esta zona el sistema de flujo no puede simplificarse por medio de un campo de flujo formado de líneas de corriente horizontales y paralelas, sin introducir grandes errores.

El flujo radial da lugar a un alargamiento de las líneas de corriente, que origina una pérdida de carga hidráulica más que proporcional, ya que la velocidad del flujo alrededor de los drenes es mayor que en cualquier otra parte de la zona de flujo. Consecuentemente, para un mismo nivel de los drenes, la elevación de la capa de agua será mayor si se sustituyen los drenes abiertos de taludes verticales por drenes de tubería.

HOOGHOUDT (1940) dedujo una ecuación para el tipo de flujo que se representa en la Figura 3b, en la que la zona de flujo horizontal se divide en una parte con flujo horizontal y otra con flujo radial.

Si se desprecia el flujo horizontal por encima del nivel de los drenes, la ecuación de flujo para un suelo uniforme es la siguiente:

$$h = \frac{qL}{K} F_H \quad (9)$$

y

$$F_H = \frac{(L-D\sqrt{2})^2}{8DL} + \frac{1}{\pi} \ln \frac{D}{r_o \sqrt{2}} + f(D,L) \quad (10)$$

donde

r_o = radio de los drenes

$f(D,L)$ = una función de D y L , generalmente pequeña en comparación con los otros términos de la Ec.(10); por eso generalmente puede ignorarse (LABYE, 1960)

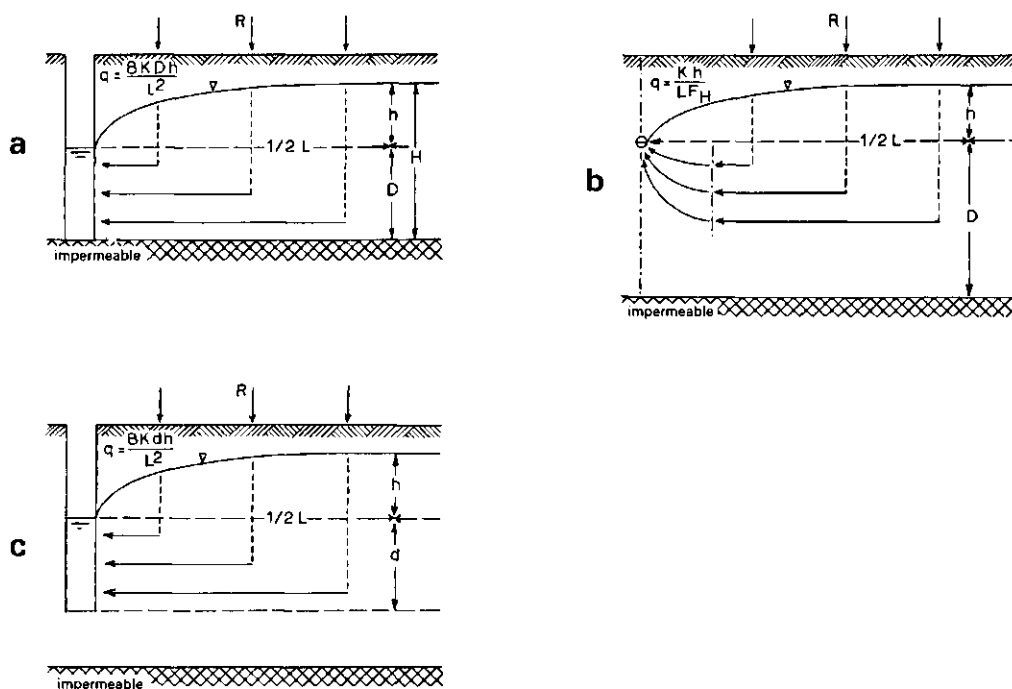


Fig.3. Concepto de profundidad equivalente, para transformar una combinación de flujo horizontal y radial en un flujo horizontal equivalente.

El primer término del segundo miembro de la Ec.(10) concierne al flujo horizontal, y el segundo y tercer términos al flujo radial.

Hooghoudt consideró más práctico tener una fórmula similar a las ecuaciones descritas en el apartado anterior, que trabajar con las Ecs.(9) y (10). Para tener en cuenta la resistencia extra causada por el flujo radial, introdujo una reducción de la profundidad D , en una profundidad equivalente más pequeña d . De esta forma, el patrón de flujo se sustituye por un modelo en el que solamente existe flujo horizontal (Fig.3c). Si únicamente se considera el flujo por debajo del nivel de los drenes, la Ec.(7) se reduce a la siguiente:

$$q = \frac{8Kdh}{L^2} \quad (11)$$

donde $d < D$. Esta ecuación debe ser equivalente a la Ec.(9). Despejando q en la última ecuación e igualando con la Ec.(11), se obtiene la siguiente ecuación para la profundidad equivalente:

$$d = \frac{L}{8F_H} \quad (12)$$

El factor d es como F_H una función de L , D y r_o , según se puede ver en las Ecs. (10) y (12). En la Tabla 1, se presentan los valores de d para $r_o = 0,1$ m y para varios valores de L y D . Para otros diámetros de drenes puede utilizarse la Fig.14, según se explica en el Apt.8.2.9.

Para tener en cuenta el flujo radial, en todas las ecuaciones del Apt.8.2.1 puede introducirse el valor d . En el caso de la Ec.8, se transforma en la siguiente ecuación:

$$q = \frac{8K_b dh + 4K_a h^2}{L^2} \quad (13)$$

que es la llamada ecuación de Hooghoudt.

Discusión

En la Ec.(10), el primer término del segundo miembro corresponde a la zona del flujo horizontal. Comparándola con la Ec.(7) se prueba que el flujo horizontal tiene lugar sobre una distancia $L - D\sqrt{2}$ en vez de L , y que en consecuencia el flujo radial tiene lugar sobre una distancia $\frac{1}{2}D\sqrt{2}$ a ambos lados de los drenes.

Si se desprecia $f(D,L)$ en la Ec.(10) y se considera:

$$F_h = \frac{(L-D\sqrt{2})^2}{8DL} \quad (14)$$

y

$$F_r = \frac{1}{\pi} \ln \frac{D}{r_o \sqrt{2}} \quad (15)$$

puede expresarse la Ec.(10) de la forma siguiente:

$$F_H = F_h + F_r$$

En consecuencia la Ec.(9) se transforma en:

$$h = \frac{qL}{K} F_h + \frac{qL}{K} F_r = h_h + h_r \quad (16)$$

De esta forma, la carga hidráulica total es la suma de las cargas hidráulicas h_h y h_r , correspondientes al flujo horizontal y radial respectivamente.

TABLA 1. Valores para la profundidad equivalente de Hooghoudt
($r_o = 0,1$ m, D y L en m)

L +	5 m	7,5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
D											
0,5 m	0,47	0,48	0,49	0,49	0,49	0,50	0,50				
0,75	0,60	0,65	0,69	0,71	0,73	0,74	0,75	0,75	0,75	0,76	0,76
1,00	0,67	0,75	0,80	0,86	0,89	0,91	0,93	0,94	0,96	0,96	0,96
1,25	0,70	0,82	0,89	1,00	1,05	1,09	1,12	1,13	1,14	1,14	1,15
1,50		0,88	0,97	1,11	1,19	1,25	1,28	1,31	1,34	1,35	1,36
1,75		0,91	1,02	1,20	1,30	1,39	1,45	1,49	1,52	1,55	1,57
2,00			1,08	1,28	1,41	1,53	1,57	1,62	1,66	1,70	1,72
2,25			1,13	1,34	1,50	1,69	1,69	1,76	1,81	1,84	1,86
2,50				1,38	1,57	1,69	1,79	1,87	1,94	1,99	2,02
2,75				1,42	1,63	1,76	1,88	1,98	2,05	2,12	2,18
3,00				1,45	1,67	1,83	1,97	2,08	2,16	2,23	2,29
3,25				1,48	1,71	1,88	2,04	2,16	2,26	2,35	2,42
3,50				1,50	1,75	1,93	2,11	2,24	2,35	2,45	2,54
3,75				1,52	1,78	1,97	2,17	2,31	2,44	2,54	2,64
4,00					1,81	2,02	2,22	2,37	2,51	2,62	2,71
4,50					1,85	2,08	2,31	2,50	2,63	2,76	2,87
5,00					1,88	2,15	2,38	2,58	2,75	2,89	3,02
5,50						2,20	2,43	2,65	2,84	3,00	3,15
6,00							2,48	2,70	2,92	3,09	3,26
7,00							2,54	2,81	3,03	3,24	3,43
8,00							2,57	2,85	3,13	3,35	3,56
9,00								2,89	3,18	3,43	3,66
10,00									3,23	3,48	3,74
∞	0,71	0,93	1,14	1,53	1,89	2,24	2,58	2,91	3,24	3,56	3,88

(Tab.1)

L	→ 50	75	80	85	90	100	150	200	250
D									
0,5	0,50								
1	0,96	0,97	0,97	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99
2	1,72	1,80	1,82	1,82	1,83	1,55	1,00	1,92	1,94
3	2,29	2,49	2,52	2,54	2,56	2,60	2,72	2,70	2,83
4	2,71	3,04	3,08	3,12	3,16	3,24	3,46	3,58	3,66
5	3,02	3,49	3,55	3,61	3,67	3,78	4,12	4,31	4,43
6	3,23	3,85	3,93	4,00	4,08	4,23	4,70	4,97	5,15
7	3,43	4,14	4,23	4,33	4,42	4,62	5,22	5,57	5,81
8	3,56	4,38	4,49	4,61	4,72	4,95	5,68	6,13	6,43
9	3,66	4,57	4,70	4,82	4,95	5,23	6,09	6,63	7,00
10	3,74	4,74	4,89	5,04	5,18	5,47	6,45	7,09	7,53
12,5		5,02	5,20	5,38	5,56	5,92	7,20	8,06	8,68
15		5,20	5,40	5,60	5,80	6,25	7,77	8,84	9,64
17,5		5,30	5,53	5,76	5,99	6,44	8,20	9,47	10,4
20			5,62	5,87	6,12	6,60	8,54	9,97	11,1
25			5,74	5,96	6,20	6,79	8,99	10,7	12,1
30							9,27	11,3	12,9
35							9,44	11,6	13,4
40								11,8	13,8
45								12,0	13,8
50								12,1	14,3
60									14,6
∞	3,88	5,38	5,76	6,00	6,26	6,82	9,55	12,2	14,7

Como puede verse en la Tabla 1, el valor de d aumenta con D hasta $D = \frac{1}{4} L$. Para valores mayores de D el espesor equivalente permanece aproximadamente constante, por lo que entonces aparentemente el modelo de flujo no está afectado por la profundidad de la capa impermeable.

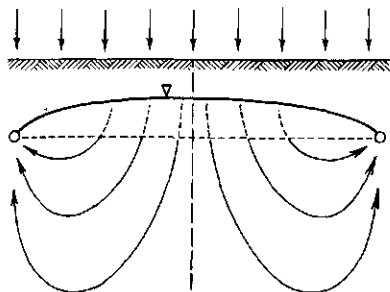


Fig.4. Modelo de flujo en caso de un suelo uniforme y profundo.

8.2.3 Aplicación de la ecuación de Hooghoudt

La ecuación de Hooghoudt se utiliza generalmente para calcular el espaciamiento entre drenes L , si se conocen los factores q , h , K , D , y r_o . Puede utilizarse la fórmula también para calcular las constantes del suelo K y D si se conocen q , h , L y r_o (Cap.26, Vol.III).

Como el espaciamiento entre drenes L depende del espesor equivalente d , que a su vez es función de L , no puede despejarse L en la ecuación. Por tanto su utilización como fórmula de cálculo de espaciamiento entre drenes, implica la utilización de un método de tanteo, que pueda sustituirse utilizando ábacos, de los que se dan ejemplos en las Figs. 6 y 7.

Ejemplo 1

Para el drenaje de una zona regable se van a utilizar drenes de tubería de radio 0,1 m. Van a ser colocados a una profundidad de 1,8 m por debajo de la superficie del suelo. Existe un estrato de suelo relativamente impermeable a una profundidad de 6,8 m por debajo de la superficie del suelo. Utilizando el método del sondeo se estimó una conductividad hidráulica de 0,8 m/día por encima de esta capa (Fig.5).

Supóngase que se da un riego aproximadamente una vez cada 20 días. Las pérdidas de riego medias, que recargan la ya de por si alta capa freática, suman 40 mm en 20 días, por lo que la descarga media del sistema de drenaje es de 2 mm/día.

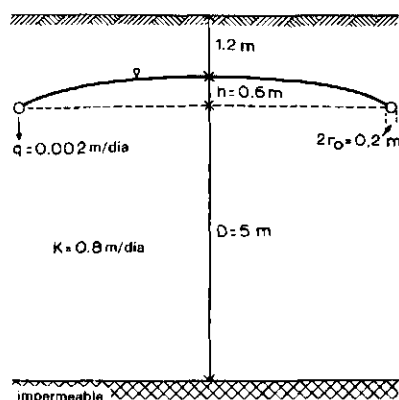


Fig.5. Condiciones de drenaje del Ejemplo 1.

¿Qué espaciamiento entre drenes debe aplicarse para mantener una profundidad media de la capa freática de 1,20 m por debajo de la superficie del suelo?

Los datos disponibles son los siguientes:

$$r_o = 0,1 \text{ m}$$

$$q = 0,002 \text{ m/día}$$

$$K_a = K_b = 0,8 \text{ m/día}$$

$$D = 5 \text{ m}$$

$$h = 0,6 \text{ m}$$

Sustituyendo los valores anteriores en la Ec.13 se obtiene:

$$L^2 = \frac{8K_b dh^2 + 4K_a h^2}{q} = \frac{8 \times 0,8 \times 0,6 \times d + 4 \times 0,8 \times 0,6^2}{0,002}$$

$$L^2 = 1920 d + 576$$

Tanteo 1

Se toma $L = 80 \text{ m}$ y en la Tabla 1 se lee: $d = 3,55 \text{ m}$

$$L^2 = 1920 d + 576 = 1920 \times 3,55 + 576 = 7392 \text{ m}^2$$

Esto no coincide con $L^2 = 80^2 = 6400 \text{ m}^2$, por lo que aparentemente $L = 80 \text{ m}$ es demasiado pequeño.

Tanteo 2

Se toma $L = 87 \text{ m}$ y en la Tabla 1 se lee: $d = 3,63 \text{ m}$

$$L^2 = 1920 d + 576 = 1920 \times 3,63 + 576 = 7546 \text{ m}^2$$

Esto se aproxima suficientemente a $L^2 = 87^2 = 7569 \text{ m}^2$

Conclusión: El espaciamiento entre drenes requerido para satisfacer las condiciones anteriores es $L = 87 \text{ m}$.

Nota: En la ecuación $L^2 = 1920 d + 576$, el término 576, que representa el flujo por encima del nivel de los drenes, es comparativamente pequeño.

Despreciándolo se obtiene:

$$L = \sqrt{1920 d} = \sqrt{1920 \times 3,58} = 83 \text{ m.}$$

Ejemplo 2

Para ilustrar la utilización de los ábacos de las Figs.6 y 7 considérese de nuevo el ejemplo previo.

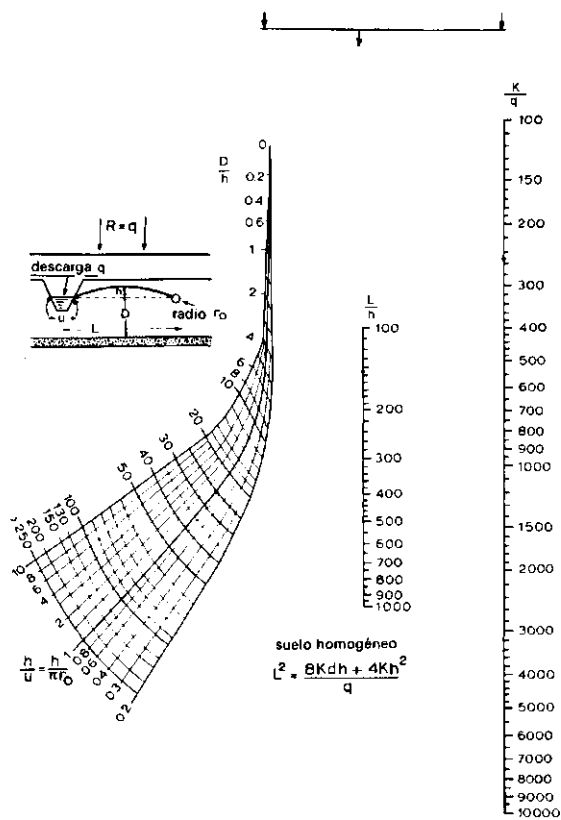


Fig.6. Abaco para la determinación del espaciamiento entre drenes si $\frac{L}{h} > 100$ (BOUMANS, 1963).

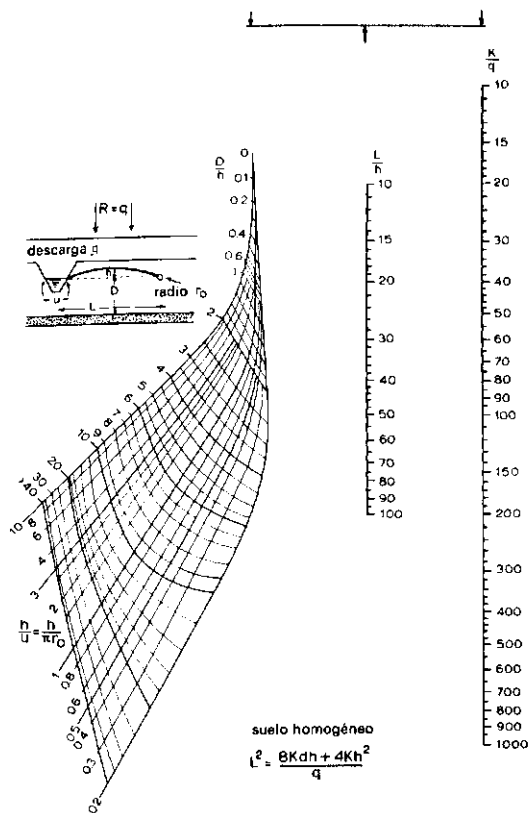


Fig. 7. Abaco para determinar el espaciamiento entre drenes si $\frac{L}{h} < 100$ (BOUMANS, 1963).

Calcular

$$\frac{D}{h} = \frac{5}{0,6} = 8,3 \quad \text{y} \quad \frac{h}{\pi r_0} = \frac{0,6}{\pi \times 0,1} = 1,9$$

Fijar el punto de intersección de la curva correspondiente en la parte izquierda de la Fig. 7.

Calcular

$$\frac{K}{q} = \frac{0,8}{0,002} = 400$$

Fijar este punto en la escala de la derecha y conectarlo con una línea recta con el punto de intersección anterior. En la intersección de la línea recta con la escala del medio se lee que $\frac{L}{h} = 140$. Finalmente se calcula que $L = 140 h = 140 \times 0,6 = 84$ m.

Los mismos gráficos pueden utilizarse para zanjas abiertas expresando $u = \pi r_o$, en donde u es el perímetro mojado del dren (Apt.8.2.7).

8.2.4 Fundamentos de la ecuación de Kirkham

Kirkham (1958) dió una solución analítica a un problema similar al de Hooghoudt, es decir flujo bidimensional, precipitación distribuida regularmente sobre toda la superficie y drenes que no llegan a una capa impermeable. Si se prescinde del flujo por encima de los drenes, se puede expresar la solución de Kirkham de una forma similar a la Ec.(9).

$$h = \frac{qL}{K} F_K \quad (17)$$

y

$$F_K = \frac{1}{\pi} \left[\ln \frac{L}{\pi r_o} + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n} \left(\cos \frac{2n\pi r_o}{L} - \cos n\pi \right) \left(\coth \frac{2n\pi D}{L} - 1 \right) \right] \quad (18)$$

Los valores de F_K se dan en la Tabla 2. Los valores F_K de Kirkham son muy similares a los valores F_H de Hooghoudt, por lo que las ecuaciones de Hooghoudt y Kirkham dan casi idénticos resultados (WESSELING, 1964).

En la solución expresada en la Ec.(17) se ha ignorado el flujo en la región superior. En un artículo posterior informó Kirkham (1960) que si se supone un flujo vertical en esta región, la carga hidráulica debería multiplicarse por $(1 - q/K)^{-1}$. Como este término se refiere al flujo en la capa de suelo por encima del nivel de los drenes, la ecuación general para un problema con dos estratos es la siguiente (WESSELING, 1964):

$$h = \frac{qL}{K_b} \frac{1}{1 - q/K_a} F_K \quad (19)$$

donde K_a es la conductividad hidráulica por encima del nivel de los drenes y K_b

la conductividad hidráulica por debajo de aquel nivel. El límite entre los dos estratos debe coincidir, como en la solución de Hooghoudt, con el nivel de los drenes (Fig.8).

TABLA 2. Valores de F_K según Toksöz y Kirkham

$L/D \rightarrow$	100	50	25	12,5	6,25	3,125	1,5625	0,78125
$D/2r_0$								
8192	-	-	-	-	-	-	-	2,654
4096	-	-	-	-	-	-	2,65	2,43
2048	-	-	-	-	-	2,66	2,43	2,21
1024	-	-	-	-	2,84	2,45	2,21	1,99
512	-	-	-	3,40	2,63	2,23	1,99	1,76
256	-	-	4,76	3,19	2,40	2,01	1,76	1,54
128	-	7,64	4,53	2,96	2,19	1,78	1,54	1,32
64	13,67	7,43	4,31	2,74	1,96	1,57	1,32	1,10
32	13,47	7,21	4,09	2,52	1,74	1,35	1,10	0,88
16	13,27	6,99	3,86	2,30	1,52	1,13	0,88	0,66
8	13,02	6,76	3,64	2,08	1,30	0,90	0,66	0,44
4	12,79	6,54	3,42	1,86	1,08	0,68	0,44	-
2	12,57	6,32	3,20	1,63	0,85	0,46	-	-
1	12,33	6,08	2,95	1,40	0,62	-	-	-
0,5	12,03	5,77	2,66	1,11	-	-	-	-
0,25	11,25	5,29	2,20	-	-	-	-	-

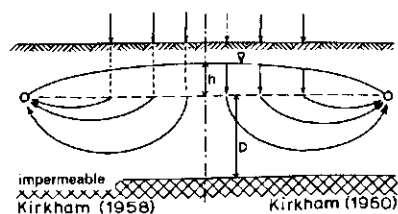


Fig.8. Esquema de flujo bidimensional según las soluciones analíticas de Kirkham (1958, 1960).

8.2.5 Aplicación de la ecuación de Kirkham

En la Fig.9 se presenta una solución gráfica de la ecuación de Kirkham (modificada después por Toksöz y Kirkham, 1961). A continuación se aplica la solución gráfica.

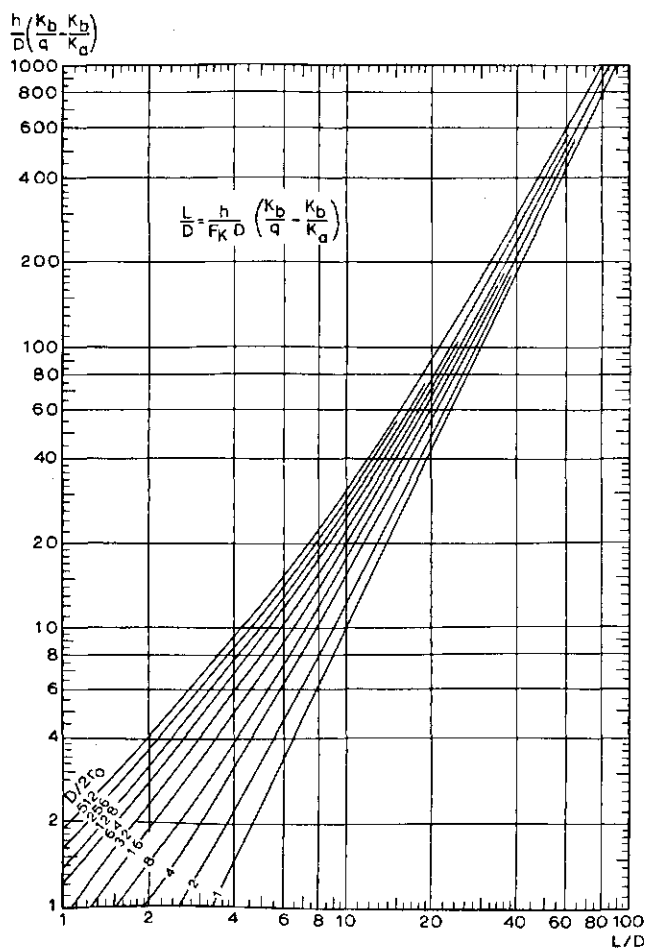


Fig.9. Abaco para la determinación del espaciamiento entre drenes (modificado por Toksöz y Kirkham, 1961).

Ejemplo 3

Se utilizan los datos del Ejemplo 1 (Apt.8.2.3). Se tiene:

$$\begin{aligned} r_o &= 0,10 \text{ m} & D &= 5 \text{ m} \\ q &= 0,002 \text{ m/día} & h &= 0,6 \text{ m} \\ K_a &= K_b = 0,8 \text{ m/día} \end{aligned}$$

Situando en el eje vertical de la Fig.9 el valor

$$\frac{h}{D} \left(\frac{K_b}{q} - \frac{K_b}{K_a} \right) = \frac{0,6}{5} \left(\frac{0,8}{0,002} - \frac{0,8}{0,8} \right) = 48$$

Ir desde este punto en dirección horizontal hasta la línea $D/(2r_o) = 5/(2 \times 0,1) = 25$, que se halla por interpolación entre las líneas 16 y 32. Desde el punto de intersección se va en dirección vertical hacia abajo y en el eje horizontal se lee $L/D = 17$. Como $D = 5 \text{ m}$, $L = 5 \times 17 = 85 \text{ m}$.

8.2.6 Fundamentos y aplicación de la ecuación de Dagan

De forma similar al método de Hooghoudt, DAGAN (1964) pensó que el flujo se componía de un flujo radial en la zona comprendida entre el dren y una distancia $\frac{1}{2} D\sqrt{2}$ del mismo, y un flujo intermedio, principalmente horizontal, en la zona situada entre el plano $\frac{1}{2} D\sqrt{2}$ y el plano situado a media distancia entre los drenes.

La ecuación de Dagan, de forma similar a las ecuaciones de Hooghoudt y Kirkham, es la siguiente:

$$h = \frac{qL}{K} F_D \quad (20)$$

La expresión para F_D es:

$$F_D = \frac{1}{4} \left(\frac{L}{2D} - \beta \right) \quad (21)$$

$$\text{donde } \beta = \frac{2}{\pi} \ln \left(2 \cosh \frac{\pi r_o}{D} - 2 \right) \quad (22)$$

En la Fig.10 se representa el término β como función de $\frac{\pi r_o}{D}$, debiéndose tener en cuenta que los valores de β son negativos. La utilización de la ecuación de Dagan es fácil con la ayuda de esta figura.

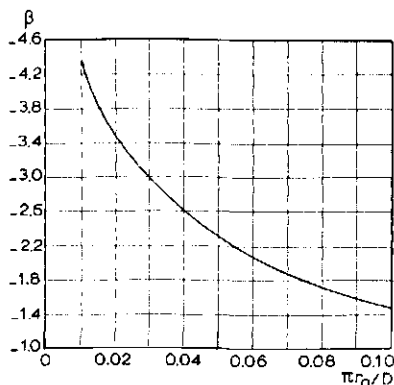


Fig.10. Abaco para la determinación de β en la ecuación de Dagan (1964).

Ejemplo 4

Se utilizan los datos del Ejemplo 1 (Apt.8.2.3), se tiene:

$$\begin{aligned} r_o &= 0,10 \text{ m} & D &= 5 \text{ m} \\ q &= 0,002 \text{ m/día} & h &= 0,6 \text{ m} \\ K &= 0,8 \text{ m/día} \end{aligned}$$

De la Fig.10 con

$$\frac{\pi r_o}{D} = 3,14 \times \frac{0,1}{5} = 0,06 \quad \text{da} \quad \beta = -2,1$$

Sustituyendo β en la Ec.(21) se obtiene:

$$F_D = \frac{1}{4} \left(\frac{L}{2D} - \beta \right) = \frac{1}{4} \left(\frac{L}{2D} + 2,1 \right)$$

Sustituyendo F_D en la Ec.(20) queda:

$$h = \frac{qL}{K} F_D = \frac{qL}{4K} \left(\frac{L}{2D} + 2,1 \right)$$

Utilizando los datos dados y despejando L se obtiene:

$$L^2 + 21 L - 9600 = 0$$

y

$$L = \frac{-21 \pm \sqrt{441 + 4 \times 9600}}{2} = \frac{21 \pm 197}{2} \text{ m}$$

Como $L > 0$, se halla $L = 88 \text{ m}$.

8.2.7 Fundamentos de la ecuación de Ernst

La ecuación de Ernst se utiliza en suelos con dos estratos, y ofrece una mejora sobre las fórmulas anteriores, ya que el límite entre los dos estratos puede estar por encima o por debajo del nivel de los drenes. Es especialmente útil en el caso de que el estrato superior tenga una conductividad hidráulica considerablemente inferior a la del estrato inferior.

Como en la ecuación de Hooghoudt, se basa en la suma de las cargas hidráulicas requeridas para los distintos componentes de flujo, en los que se puede dividir esquemáticamente el flujo hacia los drenes.

Similarmente a la ley de Ohm, se puede escribir para el flujo del agua freática:

$$q = h/w \quad \text{o} \quad h = qw$$

donde q es el caudal del flujo, h la carga hidráulica y w la resistencia. Así, si se divide el flujo hacia los drenes en flujo vertical, horizontal y radial, la carga hidráulica total puede venir dada por la siguiente expresión:

$$h = h_v + h_h + h_r = qw_v + qLw_h + qLw_r$$

donde los sufijos v , h y r se refieren al flujo vertical, horizontal y radial. Téngase en cuenta que el flujo horizontal y radial es igual a qL es decir a la descarga del dren por unidad de longitud de dren, mientras que el flujo vertical es igual a q , caudal de descarga del dren por unidad de área superficial.

Sustituyendo los diferentes términos de resistencia, se llega a la ecuación de Ernst (ERNST, 1956, 1962):

$$h = q \frac{D_v}{K_v} + q \frac{L^2}{8E(KD)_h} + q \frac{L}{\pi K_r} \ln \frac{aD_r}{u} \quad (23)$$

donde

- h = carga hidráulica total o altura de la capa de agua sobre el nivel medio de los drenes en el punto medio entre dos drenes (m)
 q = descarga del dren por unidad de área superficial (m/día)
 K_v = conductividad hidráulica para el flujo vertical (m/día)
 K_r = conductividad hidráulica en el estrato con flujo radial (m/día)
 D_v = espesor del estrato sobre el que se considera el flujo vertical (m)
 D_r = espesor del estrato en el que se considera el flujo radial (m)
 $\Sigma(KD)_h$ = transmisividad de los estratos de suelo a través de los que el flujo horizontal se considera (m²/día)
 u = perímetro mojado del dren (m)
 a = factor geométrico para el flujo radial, que depende de las condiciones del flujo.

Los valores para D_v , $\Sigma(KD)_h$, D_r , a y u tienen que ser determinados de acuerdo con el perfil del suelo y la posición relativa y el tamaño de los drenes. Los valores apropiados se deducen de los datos siguientes, que caracterizan las condiciones de drenaje específicas; éstos son fundamentalmente:

- D_1 = espesor medio del estrato superior de permeabilidad K_1 , por debajo de la capa freática
 D_2 = espesor del estrato inferior de permeabilidad K_2
 D_0 = espesor del estrato en el que se colocan los drenes por debajo del nivel de los drenes
 h = altura de la capa de agua sobre el nivel de los drenes, en el punto medio entre dos drenes
 y = profundidad del agua en el dren; para un dren de tubería $y = 0$.

Se consideran ahora con cierto detalle los valores D_v , $\Sigma(KD)_h$, D_r , a y u , con la ayuda de las Figs. 11a a 11d.

- El flujo vertical tiene lugar en el estrato comprendido entre la máxima altura de la capa de agua en el punto medio entre dos drenes, y el fondo de los drenes. Generalmente puede tomarse como espesor del estrato con flujo vertical $D_v = y + h$ para zanjas, y $D_v = h$ para drenes de tubería. En realidad debería ser $y + \frac{1}{2} h$ i $\frac{1}{2} h$ respectivamente, pero generalmente este factor es de poca importancia.

- El flujo horizontal existe en todo el espesor del acuífero, por lo que $\Sigma(KD)_h = K_1 D_1 + K_2 D_2$. Si la profundidad a la capa impermeable aumenta, el valor $K_2 D_2$ aumenta también, haciendo que $\Sigma(KD)_h$ tienda a infinito y la resistencia horizontal a cero. Para impedir ésto, el espesor total de los estratos por debajo de los drenes D_0 o $D_0 + D_2$ se reduce a $\frac{1}{4} L$, cuando la capa impermeable está a una profundidad mayor de $\frac{1}{4} L$ por debajo del nivel de los drenes.

- El flujo radial solamente se tiene en cuenta en el estrato por debajo del nivel de los drenes; así $D_r = D_0$, con la condición de que para el flujo radial deberá aplicarse la misma restricción para D_0 que en el caso de flujo horizontal, es decir $D_0 < \frac{1}{4} L$.

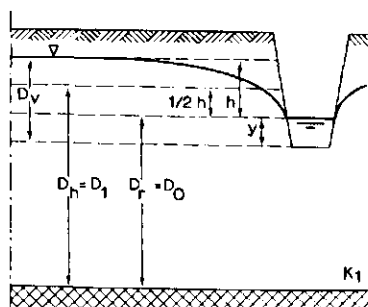


Fig. 11a. Geometría del flujo bidimensional hacia los drenes según Ernst (1962).

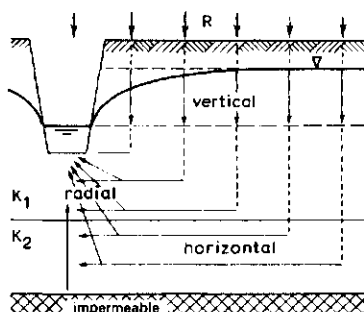


Fig. 11b. Geometría de la ecuación de Ernst para un suelo homogéneo.

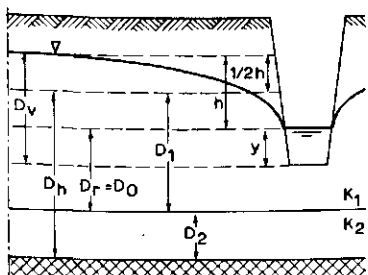


Fig. 11c. Geometría de la ecuación de Ernst para un suelo con dos estratos, con el dren situado en el estrato inferior.

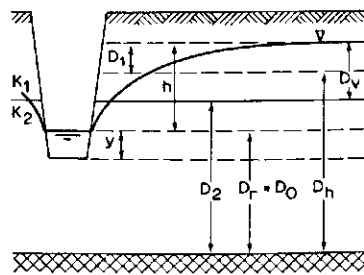


Fig. 11d. Geometría de la ecuación de Ernst para un suelo con dos estratos, con el dren situado en el estrato superior.

Respecto al valor a pueden considerarse los siguientes casos:

Suelos homogéneos

En un suelo homogéneo ($D_2 = 0$, Fig. 11b), se toma $a = 1$.

$$D_v = y + h, \Sigma(KD)_h = K_1 D_1, K_r = K_1 \text{ y } D_r = D_0$$

por lo que la Ec. (23) se convierte en la siguiente:

$$h = q \frac{y+h}{K_1} + q \frac{L^2}{8K_1 D_1} + q \frac{L}{\pi K_1} \ln \frac{D_0}{u} \quad (24)$$

En suelos homogéneos la resistencia vertical es generalmente pequeña y despreciable. Además, en la mayor parte de los casos prácticos $h \ll D_0$; D_1 generalmente se reduce a D_0 al despreciar el flujo horizontal a través de los estratos por encima del nivel de los drenes.

Si la profundidad desde el fondo de los drenes a la capa impermeable, D_0 , es mayor que $\frac{1}{2} L$, se supone que el flujo no alcanza una profundidad superior a ésta, pero como el espaciamiento entre drenes no se conoce de antemano, tiene que comprobarse esta condición después. Realmente, los cálculos llevarán a idénticos resultados cuando D_0 esté comprendido entre $\frac{1}{4} L$ y $\frac{1}{2} L$. Sin embargo fuera de estos límites se calculan espaciamientos demasiado pequeños.

Suelos estratificados

Si los drenes están situados en el estrato inferior de un suelo con dos estratos (Fig. 11c) y $K_1 < K_2$, la resistencia vertical en el segundo estrato puede despreciarse en comparación con la del primero.

En la Fig. 11c puede verse que el espesor del estrato con flujo vertical debe considerarse igual a $D_v = 2D_1$.

Para la componente del flujo horizontal se tiene en este caso $\Sigma(KD)_h = K_1 D_1 + K_2 D_2$. Como $K_1 < K_2$ y $D_1 < D_2$, el primer término generalmente se desprecia y $\Sigma(KD)_h = K_2 D_2$. El flujo radial se considera en el estrato $D_r = D_0$.

Para las componentes del flujo horizontal y radial, se hace de nuevo la restricción de que el espesor D_0 no puede exceder de $\frac{1}{2} L$. La ecuación a utilizar se transforma en la siguiente:

$$h = q \frac{2D_1}{K_1} + q \frac{L^2}{8K_2 D_2} + q \frac{L}{\pi K_2} \ln \frac{D_0}{u} \quad (25)$$

Si el dren se sitúa por completo en el estrato superior de un suelo con dos estratos (Fig.11d), deben discernirse las siguientes condiciones en relación con el factor geométrico a:

$$I \quad K_2 > 20 K_1$$

El factor geométrico $a = 4$ y la Ec.(23) se convierte en

$$h = q \frac{y+h}{K_1} + q \frac{L}{8(K_1 D_1 + K_2 D_2)} + q \frac{L}{\pi K_1} \ln \frac{4D}{u} \quad (26)$$

$$II \quad 0,1 K < K_2 < 20 K$$

El factor geométrico tiene que determinarse en el ábaco que se da en la Fig.12, e introducirlo en la Ec.(23).

$$III \quad 0,1 K_1 > K_2$$

El factor geométrico es $a = 1$. El estrato inferior puede considerarse impermeable y el caso se reduce al de un suelo homogéneo sobre un límite impermeable, por lo que es aplicable la Ec.(24).

En las ecuaciones anteriores entra en juego el perímetro mojado del dren u .

Para zanjas se calcula este factor de la forma siguiente:

$$u = b + 2y \sqrt{s^2 + 1} \quad (27)$$

donde

b = anchura del fondo de la zanja

y = profundidad del agua en la zanja

s = talud de la zanja: horizontal/vertical.

Para drenes de tubería, colocados en zanjas y a veces rodeados de materiales envolventes de buena permeabilidad, es más difícil determinar un valor exacto de u . En condiciones normales u se determina como sigue:

$$u = b + 2 \times 2r_o \quad (28)$$

donde

b = anchura de la zanja

r_o = radio del dren

Si se utiliza un material filtrante, se aconseja sustituir $2r_o$ por la altura del filtro.

8.2.8 Aplicación de la ecuación de Ernst

Los espaciamientos entre drenes pueden calcularse bien directamente o con la ayuda de los ábacos que se dan en las Figs.12 y 13 (VAN BEERS, 1965). El cálculo se lleva a cabo en fases sucesivas para facilitar la elección apropiada de las ecuaciones.

Fase 1

Comprobación del perfil del suelo

Si el suelo es homogéneo o si la profundidad del estrato en el que se colocará el dren es mayor de $\frac{1}{4} L$, se aplica la Ec.(24); si no, se siguen las fases 2 y 3.

Fase 2

Cálculo del término $h_v = q D_v / K_v$

Como este término es independiente de L , puede calcularse directamente y restarse de h para dar la Ec.(29).

$$h' = h - h_v = \frac{qL^2}{8(KD)_h} + \frac{qL}{\pi K_r} \ln \frac{aD_r}{u} \quad (29)$$

En la mayoría de los casos h_v es muy pequeño y puede despreciarse.

Fase 3

Determinación del factor geométrico a

Si $K_2 > 20 K_1$, $a = 4$ y se utiliza la Ec.(26).

Si $0,1 K_1 < K_2 < 20 K_1$, determinar a con la Fig.12 y aplicar la Ec.(27).

Si $K_2 < 0,1 K_1$, $a = 1$; se considera el suelo homogéneo y se utiliza la Ec.(24).

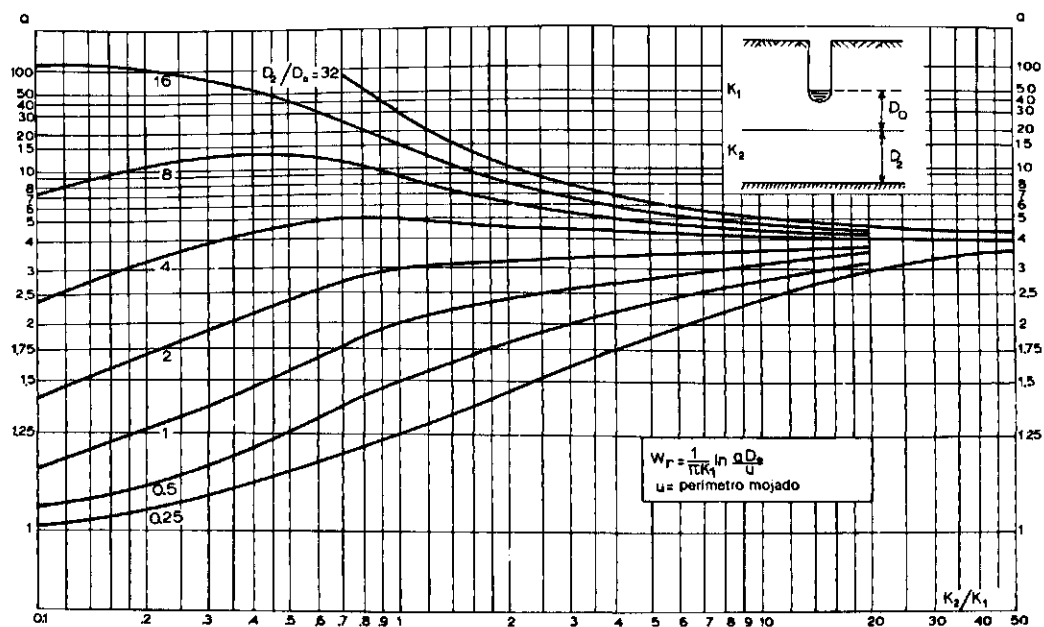


Fig.12. Abaco para la determinación del factor geométrico a , para la resistencia radial en la ecuación de Ernst (VAN BEERS, 1965).

La utilización de la ecuación de Ernst como fórmula para el cálculo del espaciamiento entre drenes va a ser ilustrada con tres ejemplos:

para un suelo homogéneo ($D_0 < \frac{1}{2} L$)

para un suelo con dos estratos cuya separación está por debajo del nivel de los drenes ($D_0 < \frac{1}{2} L$)

para un suelo profundo ($D_0 > \frac{1}{2} L$)

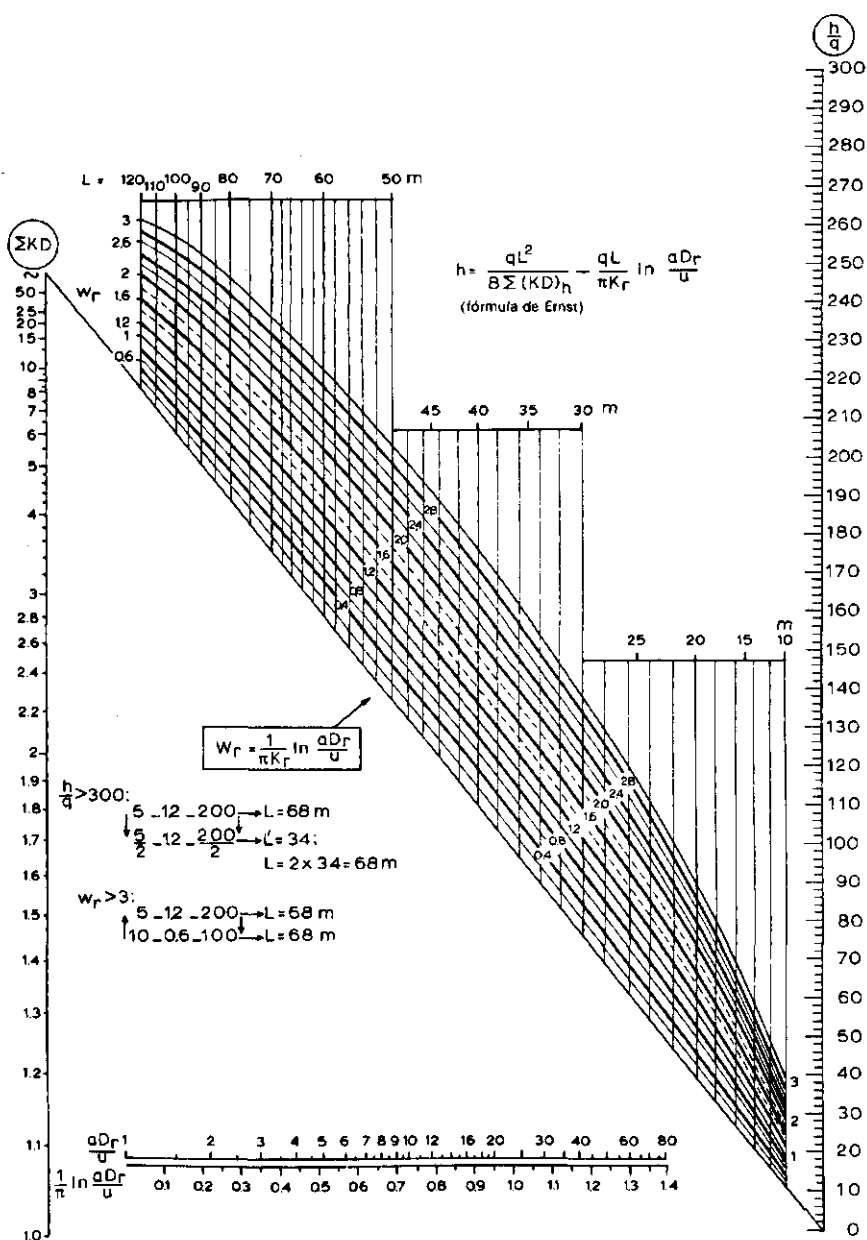


Fig. 13. Abaco para la determinación del espaciamiento entre drenes con la Ecuación de Ernst, si $D_o < \frac{1}{4} L$.

Ejemplo 5

Se utilizan los datos del Ejemplo 1 (Apt.8.2.3). Además de una zanja de 0,25 m de ancho, se tiene (ver Fig.11b):

$$\begin{aligned} r_o &= 0,1 \text{ m} & D_o &= 5 \text{ m} \\ q &= 0,002 \text{ m/día} & h &= 0,6 \text{ m} \\ K_1 &= 0,8 \text{ m/día} \end{aligned}$$

Como el suelo es homogéneo se utilizan la Ec.(24) y la Fig.13. De este modo se tiene, tomando $u = 0,25 + 4 \times 0,1 = 0,65 \text{ m}$.

$$h = 0,6 = \frac{qL^2}{8K_1D_1} + q \frac{L}{\pi K_1} \ln \frac{D_o}{u} = \frac{0,002 L^2}{8 \times 0,8 \times 5,30} + \frac{0,002 L}{\pi \times 0,8} \ln \frac{5}{0,65}$$

y

$$L = \frac{-0,8 \pm \sqrt{0,64 + 4 \times 0,03 \times 300}}{2 \times 0,03} = \frac{-0,8 \pm 6,05}{0,06}$$

Como $L > 0$ se deduce que $L = 87,5 \text{ m}$.

El ábaco de la Fig.13 se utiliza de la forma siguiente:

Se une con una línea recta el punto

$$\Sigma KD = K_1(D_o + \frac{1}{2}h) = 0,8 \times 5,30 = 4,2 \text{ m}^2/\text{día}$$

del eje de la parte izquierda, con el punto

$$\frac{h}{q} = \frac{0,6}{0,002} = 300$$

del eje de la parte derecha. La proyección vertical del corte de dicha línea con la curva correspondiente a

$$w_r = \frac{1}{\pi K_r} \ln \frac{aD_r}{u} = \frac{1}{\pi \times 0,8} \ln \frac{5}{0,65} = 0,8$$

define en el eje horizontal superior el valor de $L = 88 \text{ m}$.

Ejemplo 6

Un suelo consiste de dos estratos diferentes; en el estrato superior $K_1=0,2$ m/día y en el estrato inferior $K_2=2$ m/día. El límite entre los dos estratos está a una profundidad de 0,50 m por debajo del fondo de la zanja de drenaje (Fig.11d). El espesor del estrato inferior hasta una capa impermeable es $D_2 = 3$ m. La zanja tiene una solera de anchura igual a 50 cm, talud 1:1 y la profundidad del agua es $y = 30$ cm. La carga hidráulica es $y = 1,20$ m a una descarga en régimen permanente $q = 10$ mm/día.

Los datos disponibles son:

$$\begin{aligned} h &= 1,2 \text{ m} & D_0 &= 0,5 + 0,3 = 0,8 \text{ m} \\ q &= 0,01 \text{ m/día} & D_1 &= 0,8 + \frac{1}{2} \times 1,2 = 1,4 \text{ m} \\ K_1 &= 0,2 \text{ m/día} & D_2 &= 3,0 \text{ m} \\ K_2 &= 2,0 \text{ m/día} & u &= 0,5 + 2 \times 0,3 \sqrt{2} = 1,35 \text{ m} \\ y &= 0,3 \text{ m} \end{aligned}$$

Fase 1

Supóngase $D_0 < \frac{1}{2} L$ por lo que deberá utilizarse la Ec.(23).

Fase 2

$$h_v = q \frac{D_v}{K_v} = q \frac{h + y}{K_1} = 0,01 \frac{1,2 + 0,3}{0,2} = 0,075 \text{ m}$$

$$h' = h - h_v = 1,2 - 0,075 = 1,125 \text{ m}$$

Fase 3

Como $K_2/K_1 = 10$ se determina a con la Fig.12.

Ir verticalmente desde el punto $K_2/K_1 = 10$ en el eje más bajo hasta la línea $D_2/D_0 = 3,0/0,8 = 3,8$ (se interpola entre 2 y 4) y se lee en el eje vertical $a = 4$.

$$\Sigma(KD)_h = K_1 D_1 + K_2 D_2 = 0,2 \times 1,4 + 2 \times 3,0 = 6,3 \text{ m}^2/\text{día}$$

$$w_r = \frac{1}{\pi K} \ln \frac{aD_r}{u} = \frac{1}{\pi K_1} \ln \frac{4D_o}{u} = \frac{1}{\pi \times 0,2} \ln \frac{4 \times 0,8}{1,35} = 1,37 \text{ días/m}$$

Así:

$$h' = 1,125 \text{ m} = \frac{qL^2}{8\pi(KD)_h} + \frac{qL}{\pi K_r} \ln \frac{aD_r}{u} = \frac{0,01 L^2}{8 \times 6,3} + 0,01 \times 1,37 L$$

6

$$0,2 L^2 + 13,7 L - 1125 = 0$$

y

$$L = \frac{-13,7 + \sqrt{13,7^2 + 4 \times 0,2 \times 1125}}{2 \times 0,2} = \frac{-13,7 + 33}{0,4} = 48 \text{ m}$$

Este valor puede encontrarse también en la Fig.13.

Como $D_o = 0,8 \text{ m}$ se cumplen las condiciones $D_o < \frac{1}{4} L$ (flujo radial) y $D_1 + D_2 < \frac{1}{4} L$ (flujo horizontal).

Ejemplo 7

Los datos son los mismos que los del Ejemplo 6, excepto que $D_o = 10 \text{ m}$.

Fase 1

Como D_o será mayor que $\frac{1}{4} L$, se utilizará la solución para un suelo homogéneo, como se da en la Ec.(24). Esto significa que el segundo estrato, cualquiera que sea su permeabilidad o espesor, no tiene influencia en el flujo hacia los drenes. La suposición de que $D_o > \frac{1}{4} L$ debe comprobarse a continuación.

Siguiendo el Ejemplo 6, Fase 2, la carga hidráulica vertical $h_v = 0,075 \text{ m}$ y $h' = 1,125 \text{ m}$.

Resolviendo ahora la Ec.(24) para $a = 1$, $K_1 D_1 = 0,2 \times 10,6 = 2,1 \text{ m}^2/\text{día}$, $D_o = 10 \text{ m}$ y $u = 1,35 \text{ m}$, resulta que:

$$1,125 = \frac{0,01}{8 \times 2,1} L^2 + \frac{0,01}{\pi \times 0,2} L \ln \frac{10}{1,35}$$

Despejando L se deduce un espaciamiento de drenes: $L = 24 \text{ m}$.

Como D_0 (=10 m) es ciertamente mayor que $\frac{1}{2} L$ (= 6 m) la suposición $D_0 > \frac{1}{2} L$ era correcta y el ejemplo podía tratarse como un suelo homogéneo.

Como D_0 , que se introduce en el cálculo, es menor que $\frac{1}{2} L$ (= 12 m), la solución obtenida también será correcta.

Esto puede comprobarse tomando $D_0 = 6$ m. Resolviendo ahora la Ec.(24) resulta:

$$1,25 \text{ m} = \frac{0,01}{8 \times 1,3} L^2 + \frac{0,01}{\pi \times 0,2} L \ln \frac{6}{1,35}$$

a partir de la que se calcula una vez más un espaciamiento de drenes de 24 m.

8.2.9 Abacos generalizados

Para un suelo homogéneo, con $D < \frac{1}{2} L$ sin tener en cuenta las pérdidas de carga debidas al flujo horizontal y vertical por encima del nivel de los drenes, la Ec.(24) queda:

$$h = \frac{qL^2}{8KD} + \frac{qL}{\pi K} \ln \frac{D}{u}$$

La ecuación de Hooghoudt correspondiente es la siguiente:

$$h = \frac{qL^2}{8Kd}$$

Igualando en h las dos ecuaciones y despejando se obtiene:

$$d = \frac{D}{1 + \frac{8D}{\pi L} \ln \frac{D}{u}} \quad (30)$$

Esta expresión de la profundidad equivalente d se presenta gráficamente en la Fig.14.

El ábaco de la Fig.14 tiene la ventaja de que d puede determinarse para todos los valores de r_0 ó u , mientras que en la Tabla 1, se da d para solamente un valor fijo de r_0 . En la Fig.14 se da un ejemplo de la utilización del ábaco. Cuando $D/u = 15$, $D = 10$ m y $L = 40$ m, $d = 3,7$ m.

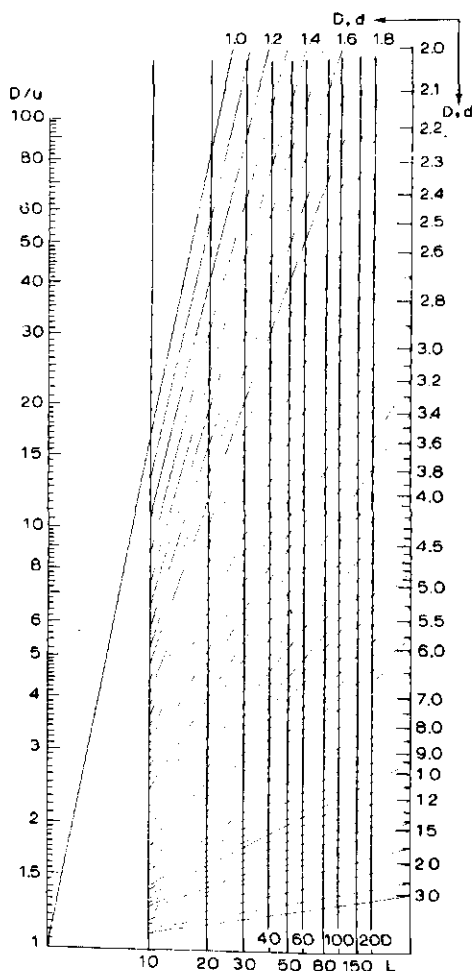


Fig. 14. Abaco para la determinación de la profundidad equivalente d (VAN BEERS, sin publicar).

VAN BEERS (en prensa) da la siguiente expresión para el espaciamiento de drenes para un suelo homogéneo, despreciando el flujo por encima del nivel de los drenes, y para $D < \frac{1}{2} L$:

$$L = L_0 - C \quad (31)$$

donde

$$L_0 = \sqrt{8KDh/q}$$

$$C = D \ln \frac{D}{u}$$

Cuando se compara la expresión para L_0 con la ecuación de Hooghoudt rápidamente se ve que L_0 representa el espaciamiento entre drenes para flujo horizontal. Para la resistencia radial se aplica un sustraendo C . Esto contrasta con la solución de Hooghoudt en la que se utiliza una reducción de D a d para tener en cuenta el flujo radial.

Para el cálculo del sustraendo C , puede utilizarse el ábaco de la Fig.15. Este ábaco tiene la ventaja de que es aplicable también para resolver la ecuación de Glover-Dumm de régimen variable.

Para el cálculo de C , se toma el valor de D sobre el eje horizontal inferior. Desde este punto se sube verticalmente hasta el valor de u y en el eje vertical se lee $D \ln(D/u)$.

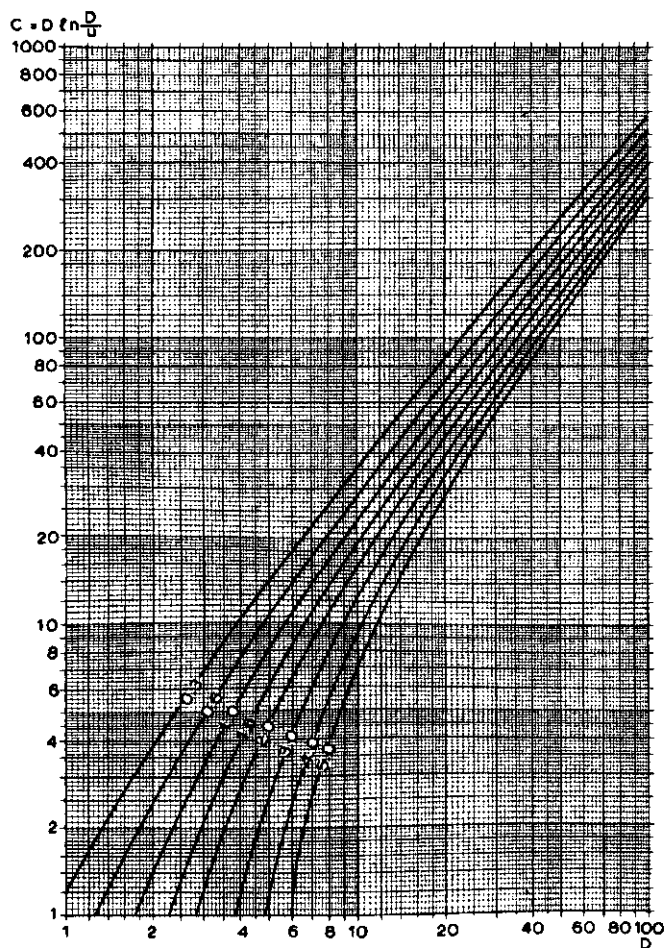


Fig.15. Abaco para el cálculo del sustraendo C de la ecuación generalizada $L = L_0 - C$ (VAN BEERS, sin publicar). Familia de curvas para diferentes valores de $u = \pi r_0$.

8.3 Ecuaciones de drenaje para régimen variable

8.3.1 Introducción

En zonas regables y en aquellas que las precipitaciones son de gran intensidad, no se justifica la suposición de una recarga constante. Para resolver el problema del flujo en estas condiciones, deben utilizarse soluciones para régimen variable. Dichas soluciones son indispensables cuando deben evaluarse elevaciones variables de la capa de agua y descargas de los drenes reales, como las que se obtienen de datos de campo (Cap.26, Vol.III).

En el Cap.6 se vió que la ecuación diferencial para flujo variable, deducida basándose en la suposición de Dupuit-Forchheimer, puede expresarse como:

$$KD \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = \mu \frac{\partial h}{\partial t} - R \quad (32a)$$

o cuando la recarga R es igual a cero:

$$KD \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = \mu \frac{\partial h}{\partial t} \quad (32b)$$

donde

KD = transmisividad del acuífero ($m^2/día$)

R = recarga por unidad de área superficial ($m/día$)

h = carga hidráulica como función de x y t (m)

x = distancia horizontal desde un punto de referencia, en este caso el desagüe (m)

t = tiempo (días)

μ = porosidad drenable (sin dimensiones, m/m)

8.3.2 Fundamentos de la ecuación de Glover-Dumm

DUMM (1954) utilizó la solución hallada por Glover para la Ec.(32b), quien supuso una capa freática inicialmente horizontal a cierta altura sobre el nivel de los drenes. La solución describe el descenso de la capa freática, que no permanece horizontal, en función del tiempo, del espaciamiento entre drenes y de las propiedades del suelo.

Se supone que la capa de agua, que inicialmente es horizontal, ha sido el resultado de una recarga instantánea causada por una precipitación o por un riego, que instantáneamente alimentaba la capa freática. Más tarde DUMM (1960) supuso que la capa de agua inicial no es completamente plana sino que tiene la forma de una parábola de cuarto grado, lo que originó una fórmula ligeramente diferente.

La Figura 16 muestra la situación existente antes y después de una elevación instantánea de una capa freática horizontal. Las condiciones iniciales y de límite aplicables a la resolución de la Ec.(32b) son:

$$\begin{aligned} t = 0, \quad h &= R_i/\mu = h_0, \quad 0 < x < L && \text{(capa freática inicialmente horizontal)} \\ t > 0, \quad h &= 0, \quad x = 0, x = L && \text{(el agua en los drenes permanece a nivel cero = nivel de los drenes)} \end{aligned}$$

donde

R_i = recarga instantánea por unidad de área superficial (m)

h_0 = altura sobre el nivel de los drenes, de la capa de agua inicialmente horizontal.

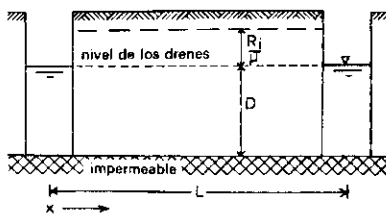


Fig.16. Condiciones de límite para la ecuación de Glover-Dumm con una capa de agua inicialmente horizontal.

La solución de la Ec.(32b), para estas condiciones, puede hallarse en CARSLAW y JAEGER (1959)

$$h(x,t) = \frac{4h_0}{\pi} \sum_{n=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{n} e^{-n^2 \alpha t} \operatorname{sen} \frac{n\pi x}{L} \quad (33)$$

donde

$$\alpha = \frac{\pi^2 KD}{\mu L} \quad (\text{factor de reacción, día}^{-1}) \quad (34)$$

Para hallar la altura de la capa de agua a media distancia entre los drenes y para un tiempo t , $h_t = h(\frac{1}{2} L, t)$ se puede sustituir $x = \frac{1}{2} L$ en la Ec.(33), quedando:

$$h_t = \frac{4}{\pi} h_o \sum_{n=1, -3, 5, \dots}^{\infty} \frac{1}{n} e^{-n^2 \alpha t} \quad (35)$$

Aparentemente el valor de cada término de la Ec.(35) decrece al aumentar n . Si $\alpha t > 0,2$, el segundo término y los siguientes son comparativamente pequeños, por lo que pueden despreciarse.

La ecuación (35) se reduce entonces a:

$$h_t = \frac{4}{\pi} h_o e^{-\alpha t} = 1,27 h_o e^{-\alpha t} \quad (36)$$

Suponiendo que la capa de agua inicial tiene forma de una parábola de cuarto grado, la Ec.(36) cambia a (DUMM, 1960)

$$h_t = 1,16 h_o e^{-\alpha t} \quad (37)$$

La única diferencia entre la Ec.(36) y la Ec.(37) es un cambio en el factor de forma $\frac{4}{\pi} = 1,27$ por $1,16$.

Sustituyendo la Ec.(34) en la Ec.(37) y resolviendo para L da

$$L = \pi \left[\frac{K D t}{\mu} \right]^{\frac{1}{2}} \left[\ln 1,16 \frac{h_o}{h_t} \right]^{-\frac{1}{2}} \quad (38)$$

que es la llamada ecuación de Glover-Dumm.

Como la ecuación de Glover-Dumm no tiene en cuenta la resistencia al flujo radial hacia los drenes que no alcanzan la capa impermeable, el espesor del acuífero D se reemplaza frecuentemente por el valor d de Hooghoudt, para tener en cuenta la convergencia del flujo en la proximidad de los drenes. Esta sustitución se justifica ya que las trayectorias del flujo para régimen permanente y variable pueden considerarse, si no exactamente idénticas, al menos similares.

Así la Ec.(34) se convierte en la siguiente:

$$\alpha = \frac{\pi^2 K d}{\mu L^2} (\text{día}^{-1}) \quad (39)$$

y la Ec.(38) cambia a

$$L = \pi \left[\frac{Kdt}{\mu} \right]^{\frac{1}{2}} \left[\ln 1,16 \frac{h_o}{h_c} \right]^{-\frac{1}{2}} \quad (40)$$

Esta ecuación puede llamarse ecuación de Glover-Dumm modificada.

8.3.3 Aplicación de la ecuación de Glover-Dumm

La ecuación de Glover-Dumm se utiliza en particular para el cálculo del espaciamiento entre drenes en zonas regables. Requiere la determinación de las propiedades del suelo K , D , y μ , la geometría de los drenes y un criterio de drenaje. En comparación con las fórmulas para régimen permanente, la ecuación de Glover-Dumm requiere un criterio de descenso de la capa de agua en cierto tiempo (h_o/h_c), en vez de un criterio de elevación - descarga de la capa de agua (Cap. 11, Vol.II). Además, para las fórmulas de espaciamiento entre drenes en régimen variable, se necesita conocer la porosidad drenable μ .

El cálculo del espaciamiento entre drenes L con la Ec.(40) requiere un proceso de tanteo, porque debido a la introducción de la profundidad equivalente $d = f(L, D, u)$, la cantidad L no puede expresarse explícitamente. Puede evitarse el proceso de tanteo con la ayuda de la Fig.15.

Ejemplo 8

En una zona regable se riega cada 10 días. Las pérdidas de riego que percolan a la capa freática son de 25 mm en cada riego y se consideran como una recarga instantánea, $R_i = 0,025$ m. Con una porosidad efectiva $\mu = 0,05$, la recarga causa una elevación instantánea de la capa de agua, $h = R_i = 0,025/0,05 = 0,5$ m.

La altura máxima permisible de la capa de agua es de 1 m por debajo de la superficie del suelo. El nivel de drenes se eligió a 1,8 m por debajo de la superficie del suelo. Entonces se tiene $h_o = 1,8 - 1,0 = 0,8$ m.

El nivel del agua debe descender $\Delta h = 0,5$ m en los 10 días siguientes o en caso contrario con el riego siguiente se elevará por encima de 1,0 m por debajo de la superficie del suelo. Por tanto se tiene $h_{10} = h_o - \Delta h = 0,8 - 0,5 = 0,3$ m. Si la capa impermeable se encuentra a una profundidad de 9,5 m por debajo de la superficie del suelo, si $K = 1$ m/día, y si el radio de los drenes de tubería es de 10 cm, calcúlese el espaciamiento entre drenes.

De la información anterior se deducen los datos siguientes:

$$\begin{aligned} K &= 1,0 \text{ m/día} & t &= 10 \text{ días} \\ D &= 7,7 \text{ m} & r_o &= 0,1 \text{ m} \\ \mu &= 0,05 & h_o &= 0,8 \text{ m} \\ h_{10} &= 0,3 \text{ m} \end{aligned}$$

Sustituyendo los datos anteriores en la Ec.(40) queda:

$$L = \pi \frac{1,0 \times d \times 10}{0,05}^{\frac{1}{2}} \ln \frac{1,16 \times 0,8}{0,3}^{-\frac{1}{2}} \text{ m}$$

6

$$L = 41,8 \sqrt{d} \text{ m}$$

1^{er} tanteo: $L = 80 \text{ m}$

De la Fig.14 se deduce, con

$$\frac{D}{u} = \frac{D}{\pi r_o} = \frac{7,7}{\pi \times 0,1} = 25 ; \quad D = 7,7 \text{ m}$$

y por tanto $d = 4,4 \text{ m}$.

La sustitución da: $41,8 \sqrt{4,4} = 88 \text{ m}$.

Este valor es superior al de 80 m por lo que L deberá estimarse por encima de los 88 m.

2^o tanteo: $L = 100 \text{ m}$

De la Fig.14 se deduce que $d = 4,8 \text{ m}$. Así: $41,8 \sqrt{4,8} = 92 \text{ m}$.

Este valor es inferior a 100 m por lo que L deberá estimarse por debajo de 92 m.

3^{er} tanteo: $L = 90 \text{ m}$.

De la Fig.14 se deduce que $d = 4,7 \text{ m}$. Así: $41,8 \sqrt{4,7} = 90 \text{ m}$,

y como la estimación fue de 90 m, este es el espaciamiento entre drenes correcto.

La resolución con el ábaco de la Fig.15 se realiza de la forma siguiente:

Calcular con la Ec.(38)

$$\begin{aligned} L_o &= \pi \left[\frac{KDt}{\mu} \right]^{\frac{1}{2}} \left[\ln \frac{1,16 h_o}{h_t} \right]^{-\frac{1}{2}} \\ &= \pi \left[\frac{1,0 \times 7,7 \times 10}{0,05} \right]^{\frac{1}{2}} \times \left[\ln \frac{1,16 \times 0,8}{0,3} \right]^{-\frac{1}{2}} = 116 \text{ m} \end{aligned}$$

Se determina $C = D \ln \frac{D}{u}$ a partir de la Fig.15, tomando en el eje inferior el punto $D = 7,7$ m.

Desde allí se sube verticalmente hasta intersectar la curva para $u = \mu r_o = 0,3$ m.

En el eje vertical se lee $C = 25$ m. Por tanto

$$L = L_o - C = 116 + 25 = 91 \text{ m.}$$

8.3.4 Discusión de la ecuación de Glover-Dumm

Carga hidráulica media según el tiempo

Puede necesitarse el cálculo de una carga hidráulica media según el tiempo, \bar{h} , entre h_o y h_t o entre h_{t1} y h_{t2} durante el descenso de la capa de agua por varias razones, por ejemplo, para tener en cuenta el flujo horizontal medio por encima del nivel de los drenes o para aplicar las ecuaciones de régimen constante.

Durante dicho descenso se podría tomar la media aritmética $\frac{1}{2} (h_{t2} + h_{t1})$, pero en este caso h se estimaría por exceso, ya que h_t cambia según una función exponencial.

\bar{h} media puede definirse como:

$$\bar{h} = \frac{1}{t} \int_0^t h_t dt = \frac{1}{t} \int_0^t 1,16 h_o e^{-\alpha t} dt$$

que por integración da:

$$\bar{h} = \frac{1,16 h_o}{\alpha t} (1 - e^{-\alpha t}) = \frac{1,16 h_o - h_t}{\ln(1,16 h_o / h_t)} \quad (41)$$

Otra posibilidad es utilizar la media geométrica dando

$$\bar{h} = \sqrt{h_{t1} h_{t2}} \quad (42a)$$

o

$$\log \bar{h} = \frac{1}{2} (\log h_{t1} + \log h_{t2}) \quad (42b)$$

Debe tenerse en cuenta el flujo por encima del nivel de los drenes si h es relativamente grande o D pequeño.

La Ecuación (40) es entonces la siguiente:

$$L = \pi \left[\frac{K(d + \frac{1}{2}h)}{\mu} t \right]^{\frac{1}{2}} \left[\ln 1,16 h_o/h_t \right]^{-\frac{1}{2}} \quad (43)$$

Descarga variable

La descarga de los drenes en el tiempo t , expresada por unidad de área superficial, puede hallarse a partir de la ley de Darcy

$$q_t = - \frac{2KD}{L} \left[\frac{dh}{dx} \right]_{x=0} \quad (\text{m/día}) \quad (44)$$

Diferenciando la Ec.(33) respecto a x y sustituyendo $x = 0$ da para la Ec.(44):

$$q_t = \frac{8}{\pi^2} \alpha R_i \sum_{n=1,3,5}^{\infty} e^{-n^2 \alpha t} \quad (45)$$

Despreciando todos los términos excepto el primero queda:

$$q_t = \frac{8}{\pi^2} \alpha R_i e^{-\alpha t} \quad (46)$$

Sustituyendo $R_i = h_o \mu$, y por h_o la expresión que se da en la Ec.(36) se tiene:

$$q_t = \frac{2}{\pi} \alpha \mu h_t \quad (47)$$

Sustituyendo el valor de α según la Ec.(39) queda:

$$q_t = \frac{2\pi Kd}{L^2} h_t \quad (48)$$

que es similar a la ecuación de Hooghoudt excepto que ahora se obtiene el factor 2π en vez de 8.

De las Ecs.(36) y (46) puede deducirse que durante el final de la curva de decrecida:

$$\frac{q_{t_2}}{q_{t_1}} = \frac{h_{t_2}}{h_{t_1}} = e^{-\alpha(t_2-t_1)} \quad (49)$$

Según la Ec.(49) la representación de q_t ó h_t en una escala logarítmica, respecto al tiempo t en una escala lineal, dará lugar a una línea recta.

Esta relación es de importancia para determinar α a partir de datos reales tomados en parcelas drenadas (Cap.26, Vol.III).

8.3.5 Fundamentos de la ecuación de Kraijenhoff van de Leur-Maasland

KRAIJENHOFF VAN DE LEUR(1958) y MAASLAND (1959) dedujeron soluciones para el flujo del agua freática hacia los drenes en condiciones de régimen variable. La solución se basa en una recarga constante en un período de tiempo t , en vez de una recarga instantánea como supusieron Glover-Dumm.

La ecuación diferencial utilizable es la Ec.(32a). Comenzando con una capa de agua plana al nivel de los drenes para $t = 0$ y suponiendo una intensidad de recarga R (m/día) desde el momento $t = 0$ en adelante, se tienen las siguientes condiciones iniciales y de límite:

$$\begin{aligned} h &= 0 \text{ para } t = 0 \text{ y } 0 < x < L && (\text{capa freática inicialmente horizontal al nivel de los drenes para } t = 0) \\ h &= 0 \text{ para } t > 0 \text{ y } x = 0, x = L && (\text{el agua en los drenes permanece a nivel cero = nivel de los drenes}) \\ R &= \text{constante para } t > 0 && (\text{la recarga constante empieza para } t > 0) \end{aligned}$$

Para las condiciones de límite anteriores la altura de la capa de agua en el punto medio entre dos drenes paralelos ($x = \frac{1}{2} L$) es en un tiempo t

$$h_t = \frac{4}{\pi} \frac{R}{\mu} j \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{n^3} (1 - e^{-n^2 t/j}) \quad (50)$$

donde

$$j = \frac{\mu L^2}{\pi^2 K D} \quad (51)$$

es el coeficiente de embalse.¹

¹ j ("reservoir coefficient"): valor que indica la cantidad de agua que se almacena, dada una cierta situación de drenaje, si tras una aportación de agua al suelo la percolación en régimen permanente continuara indefinidamente.

Hay que notar que la convolución de la Ec.(35) con relación a R/u da la Ec.(50) (Cap.15, Vol.II). El factor $\alpha = \frac{1}{j}$, usado por DUMM (1954) y DE ZEEUW (1966) es un "factor de reacción" que expresa la intensidad de drenaje (Cap.16, Vol.II).

La intensidad de descarga, q_t (m/día), de un sistema de drenes paralelos en un tiempo t , se halla de una forma similar a la dada en la Ec.(45):

$$q_t = \frac{8}{\pi^2} R \sum_{n=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{n^2} (1 - e^{-n^2 t/j}) \quad (52)$$

Las ecuaciones (50) y (52) solamente son válidas mientras continúe la intensidad de recarga constante R . Cuando existe una recarga tal durante bastante tiempo, las condiciones del flujo llegan a ser constantes también. Cuando $t \rightarrow \infty$, la Ec. (52) se convierte en

$$q = \frac{8}{\pi^2} R \sum_{n=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{n^2} = \frac{8}{\pi^2} R \frac{\pi^2}{8} = R \quad (53)$$

que da la condición de régimen permanente en que las intensidades de la descarga q y de la recarga R son iguales.

Para $t \rightarrow \infty$, la Ec.(50) se convierte en

$$h = \frac{4}{\pi} \frac{R}{\mu} j \sum_{n=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{n^3} = \frac{4}{\pi} \frac{R}{\mu} j \frac{\pi^3}{32} = \frac{\pi^2}{8} \frac{R}{\mu} j \quad (54)$$

Sustituyendo j por su valor de la Ec.(51) y reordenando queda:

$$h = \frac{RL^2}{8KD} \quad (55)$$

La última ecuación es similar a la ecuación de Hooghoudt, exceptuando el no tener en cuenta el flujo radial.

Introduciendo la profundidad equivalente de Hooghoudt d en vez de D , para tener en cuenta la convergencia de las líneas de corriente en la proximidad de los drenes que no alcanzan la capa impermeable, la Ec.(51) cambia a la siguiente:

$$j = \frac{1}{\alpha} = \frac{\mu L^2}{\pi^2 K d} \quad (\text{días}) \quad (56)$$

La justificación de la sustitución de la profundidad equivalente d se basa en el mismo principio que en el caso de la Ec.(39).

8.3.6 Aplicación de la ecuación de Kraijenhoff van de Leur-Maasland

La ecuación de Kraijenhoff van de Leur-Maasland no se usa para el cálculo de rutina de espaciamientos entre drenes, que generalmente se basan en recargas supuestamente constantes o instantáneas. Sin embargo la ecuación demuestra ser muy útil cuando deben conocerse cambios en la elevación de la capa de agua y en la intensidad de la descarga, para condiciones de drenaje elegidas y como consecuencia de un patrón de recarga variable. Estos cálculos generalmente se realizan con computadores.

A continuación se va a utilizar la ecuación de Kraijenhoff van de Leur-Maasland en un orden de complejidad creciente; recarga constante y continua, recarga constante durante un período limitado, y recarga intermitente.

Recarga constante y continua

Las ecuaciones (50) y (52) pueden expresarse de la forma siguiente:

$$h_t = \frac{R}{\mu} j c_t \quad (57)$$

donde,

$$c_t = \frac{4}{\pi} \sum_{n=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{n^3} (1 - e^{-n^2 t/j}) \quad (58)$$

y

$$q_t = R g_t \quad (59)$$

donde

$$g_t = \frac{8}{\pi^2} \sum_{n=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{n^2} (1 - e^{-n^2 t/j}) \quad (60)$$

Los factores c_t y g_t solamente dependen del tiempo t y del coeficiente de embalse j , por lo que pueden ser tabulados (Tabla 3).

Ejemplo 9

Supóngase un sistema de drenaje con $j=5$ días. El suelo tiene una porosidad efectiva $\mu = 0,04$. Hay una recarga constante de 10 mm/día ($R = 0,01$ m/día). El valor de $\frac{R}{\mu} j$ será entonces 1,25 m.

Para el cálculo de la altura de la capa de agua h_t o de la descarga q_t en un tiempo dado, puede utilizarse la Tabla 3, como se ilustra a continuación.

TABLA 3. Coeficientes c_t y g_t para la ecuación de Kraijenhoff van de Leur - Maasland

t/j	g_t	c_t	t/j	g_t	c_t	t/j	g_t	c_t
0,01	0,072	0,010	0,48	0,497	0,447	1,10	0,730	0,809
,02	,102	0,020	,50	,507	0,463	1,15	,743	0,830
,03	,125	0,030	,52	,518	0,477	1,20	,756	0,850
,04	,143	0,039	,54	,528	0,492	1,25	,767	0,869
,05	,161	0,049	,56	,537	0,507	1,30	,779	0,887
,06	,176	0,060	,58	,546	0,521	1,35	,790	0,903
,07	,190	0,070	,60	,554	0,535	1,40	,800	0,920
,08	,203	0,080	,62	,563	0,549	1,45	,810	0,935
,09	,215	0,090	,64	,572	0,563	1,50	,819	0,950
,10	,227	0,100	,66	,580	0,576	1,55	,828	0,964
,12	,249	0,120	,68	,588	0,588	1,60	,836	0,977
,14	,269	0,139	,70	,597	0,602	1,65	,844	0,989
,16	,288	0,159	,72	,605	0,614	1,70	,852	1,002
,18	,305	0,179	,74	,612	0,627	1,75	,859	1,012
,20	,321	0,199	,76	,620	0,638	1,80	,866	1,023
,22	,337	0,218	,78	,628	0,650	1,85	,872	1,033
,24	,352	0,238	,80	,636	0,661	1,90	,879	1,044
,26	,367	0,257	,82	,643	0,672	1,95	,885	1,052
,28	,380	0,275	,84	,650	0,683	2,00	,890	1,061
,30	,393	0,294	,86	,657	0,695	2,10	,901	1,078
,32	,406	0,312	,88	,663	0,706	2,20	,910	1,093
,34	,419	0,329	,90	,670	0,717	2,30	,919	1,107
,36	,430	0,347	,92	,677	0,727	2,40	,927	1,118
,38	,442	0,364	,94	,683	0,737	3,00	,960	1,171
,40	,454	0,381	,96	,689	0,746	4,00	,985	1,210
,42	,465	0,398	,98	,696	0,756	5,00	,995	1,226
,44	,476	0,415	1,00	,702	0,765	∞	1,000	$\frac{\pi^2}{8} = 1,232$
,46	,487	0,431	1,05	,715	0,787			

tiempo	t/j	c_t	g_t	$h_t = \frac{R}{\mu} j c_t$	$q_t = R g_t$
		(Tabla 3)	(Tabla 3)	(m)	(m/día)
4 hrs = 1/6 día	0,033	0,033	0,131	0,041	0,00131
8 hrs = 1/3 día	0,067	0,067	0,184	0,084	0,00184
12 hrs = 1/2 día	0,100	0,100	0,227	0,125	0,00227
16 hrs = 2/3 día	0,133	0,133	0,262	0,166	0,00262
20 hrs = 5/6 día	0,166	0,166	0,292	0,208	0,00292
24 hrs = 1 día	0,200	0,199	0,321	0,249	0,00321
48 hrs = 2 días	0,400	0,381	0,454	0,476	0,00454
72 hrs = 3 días	0,600	0,535	0,554	0,669	0,00554
96 hrs = 4 días	0,800	0,661	0,636	0,827	0,00636
120 hrs = 5 días	1,000	0,765	0,702	0,956	0,00702
∞	∞	$\frac{\pi^2}{8} = 1,232$	1,000	1,540	0,01000

Recarga constante durante un periodo limitado

Considérese una zona drenada en la que se da un riego o cae una precipitación durante un único día, seguido de un periodo seco. Para calcular las alturas de la capa de agua en los días siguientes al riego o a la precipitación, supóngase (fig.17) que la recarga R del primer día continúa durante los días siguientes, pero a partir del segundo día en adelante se tiene en cuenta una recarga negativa, R , de forma que la recarga total es igual a cero (principio de superposición).

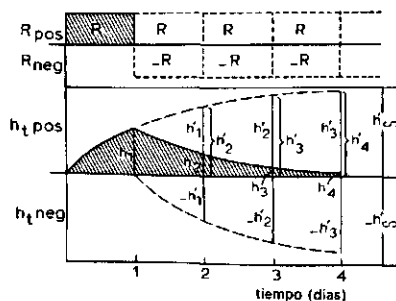


Fig.17. Principio de superposición de la recarga (R) y elevación de la capa de agua (h) para la ecuación de Kraijenhoff van de Leur-Maasland.

Para la altura de la capa de agua al final del primer día ($t = 1$) se tiene según la Ec.(57):

$$h = h_1 = \frac{R}{\mu} j c_1$$

Al final del segundo día se tiene una recarga positiva R durante dos días, por tanto:

$$h_2' = \frac{R}{\mu} j c_2$$

de la que se tiene que restar el efecto de la recarga negativa durante 1 día, que es igual a:

$$h_1' = \frac{R}{\mu} j c_1$$

por lo que:

$$h_2 = h_2' - h_1' = \frac{R}{\mu} j (c_2 - c_1)$$

Similarmente, al final del tercer día, se tiene:

$$h_3' = \frac{R}{\mu} j c_3$$

$$h_2' = \frac{R}{\mu} j c_2$$

por lo que

$$h_3 = h_3' - h_2' = \frac{R}{\mu} j (c_3 - c_2)$$

y al final del día t -ésimo:

$$h_t = h_t' - h_{t-1}' = \frac{R}{\mu} j (c_t - c_{t-1})$$

La altura de la capa de agua durante el período de recesión puede calcularse así con la ayuda de la Tabla 3.

Ejemplo 10

Considérese una zona con drenaje de tubería situado a una profundidad de 1,00 m por debajo de la superficie del suelo, y la capa impermeable situada a una profundidad de 1,20 m por debajo de la de los drenes. El diámetro de los drenes es de 0,20 m y el espaciamiento de drenes de 20 m, por lo que $d = 1,0$ m (Tabla 1). La conductividad hidráulica del suelo es $K = 0,5$ m/día y la porosidad efectiva $\mu = 0,05$.

De la información anterior se deducen los datos siguientes:

$$K = 0,5 \text{ m/día}$$

$$L = 20 \text{ m}$$

$$\mu = 0,05 \text{ m}$$

$$r_0 = 0,01 \text{ m}$$

$$D = 1,2 \text{ m}$$

$$d = 1,0 \text{ m}$$

Sustituyendo los datos anteriores en la Ec.(56) queda:

$$j = \frac{\mu L^2}{\pi^2 K d} = \frac{0,05 \times 20}{\pi^2 \times 0,5 \times 1,0} = 4 \text{ días}$$

Supóngase que la capa de agua inicialmente estaba al nivel de los drenes y que durante el primer día un total de 30 mm de agua de percolación (de riego o de lluvia) recarga la capa freática, y no hay percolación en los días siguientes.

¿Cuál será la altura de la capa de agua en el punto medio entre dos drenes durante los días siguientes al riego o precipitación? El cálculo se da en la tabla siguiente:

tiempo (días)	t/j	c/t	c_{t-1}	$c_t - c_{t-1}$	$\frac{R}{\mu} j$	altura de la capa de agua
						$h_t = \frac{R}{\mu} j (c_t - c_{t-1})$
1	0,25	0,248	0,000	0,248	2,4 m	0,60 m
2	0,50	0,463	0,248	0,215	2,4 m	0,52 m
3						
4	1,00	0,765	0,633	0,132	2,4 m	0,32 m

Recarga intermitente

El método anterior puede ser desarrollado en una forma más general en el caso de recarga intermitente. Como por lo general solamente se dispone de datos hidrológicos diarios, los ejemplos siguientes se realizan con días como unidad de tiempo, aunque la teoría sin embargo vale para cualquier intervalo de tiempo. Supóngase que se desea calcular la altura de la capa de agua o la descarga al final de un día cualquiera. Se elige el día m -ésimo (Fig.18).

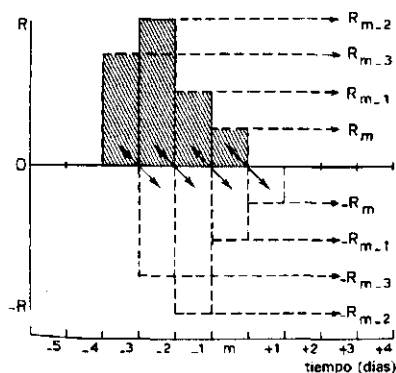


Fig.18. Superposición de la recarga intermitente para la ecuación de Kraijenhoff van de Leur-Maasland.

Tanto la altura de la capa de agua como la intensidad de la descarga están influidas por la percolación durante cada uno de los días anteriores, por lo que se tiene que tener en cuenta:

- la recarga R_m en un día
- la recarga R_{m-1} en dos días menos la recarga R_{m-1} en 1 día
- la recarga R_{m-2} en 3 días menos R_{m-2} en 2 días, etc.

Así la altura de la capa de agua viene dada por la siguiente expresión:

$$h_m = \frac{1}{\mu} R_m c_1 + R_{m-1}(c_2 - c_1) + R_{m-2}(c_3 - c_2) + \dots + R_1(c_m - c_{m-1}) \quad (62)$$

Poniendo $C_1 = c_1 j$, $C_2 = (c_2 - c_1)j$, $C_m = (c_m - c_{m-1})j$ se obtiene

$$h_m = \frac{1}{\mu} C_1 R_m + C_2 R_{m-1} + C_3 R_{m-2} + \dots + C_m R_1 \quad (63)$$

Similarmente, la intensidad de descarga viene dada por:

$$q_m = G_1 R_m + G_2 R_{m-1} + G_3 R_{m-2} + \dots + G_m R_1 \quad (64)$$

donde

$$G_1 = g_1 \quad G_2 = (g_2 - g_1) \quad G_m = (g_m - g_{m-1}) \quad (65)$$

Los factores C_1 , C_2 , etc. y G_1 , G_2 , etc. se encuentran en las Tablas 4 y 5 en función de $\alpha = 1/j$. La utilización de estas tablas se va a explicar con algunos ejemplos.

Ejemplo 11

Un sistema de drenaje con $\alpha = 0,25 \text{ días}^{-1}$ ($j = 4 \text{ días}$) instalado en un suelo con una porosidad efectiva $\mu = 0,05$ recibe la siguiente recarga de la capa freática:

Febrero	15	16	17	18	19	20
recarga (mm)	5	20	10	5	0	0

¿Cuáles serán las alturas de la capa de agua y qué descargas habrá si el 14 de Febrero el nivel de agua era horizontal y estaba situado a la profundidad de los drenes?

Tomando sucesivamente 20, 19, 18, 17, 16 y 15 de Febrero como el día m , se obtienen los siguientes valores de c_t :

Fecha	recarga (m)	20	19	18	17	16	15
		valores de C_t					
20	0	0,99	-	-	-	-	-
19	0	0,86	0,99	-	-	-	-
18	0,005	0,68	0,86	0,99	-	-	-
17	0,010	0,53	0,68	0,86	0,99	-	-
16	0,020	0,41	0,53	0,68	0,86	0,99	-
15	0,005	0,32	0,41	0,53	0,68	0,86	0,99

TABLA 4. Valores $C_c \times 10^2$ para el cálculo de los niveles de agua variables con la ecuación de Kraijenhoff van de Leur - Maasland

t	$\alpha +$	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10	0,11	0,12	0,13	0,14	0,15	0,16	0,17	0,18	0,19	0,20
1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	99
2	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	99	98	97	97	96	95	94	93	92	91
3	100	100	100	100	100	100	99	98	97	96	95	93	91	90	88	86	84	82	80	79	77
4	100	100	100	100	98	97	95	93	90	88	85	83	80	78	75	72	70	68	65	63	63
5	100	100	100	98	96	93	90	87	84	80	77	74	71	68	65	62	59	57	54	52	52
6	100	100	99	96	93	89	85	81	77	73	69	66	62	59	56	53	50	47	45	42	42
7	100	100	98	94	90	85	80	75	71	66	62	58	55	51	48	45	42	40	37	35	35
8	100	100	96	91	86	80	75	70	65	60	56	52	48	45	41	38	36	33	31	28	28
9	100	99	94	89	82	76	70	64	59	54	50	46	42	39	36	33	30	28	25	23	23
10	100	98	92	86	79	72	65	59	54	49	45	41	37	34	31	28	25	23	21	19	19
11	100	97	90	83	75	68	61	55	50	45	40	36	32	29	26	24	21	19	17	16	16
12	100	96	88	80	71	64	57	51	45	40	36	32	29	25	23	20	18	16	14	13	13
13	100	95	86	77	68	60	53	47	41	37	32	28	25	22	20	17	15	13	12	11	11
14	99	93	84	74	65	57	49	43	38	33	29	25	22	19	17	15	13	11	10	9	9
15	99	92	81	71	62	53	46	40	35	30	26	22	19	17	14	12	11	9	8	7	7
16	99	91	79	68	59	50	43	37	32	27	23	20	17	15	12	11	9	8	7	6	6
17	99	89	77	66	56	47	40	34	29	24	21	18	15	13	11	9	8	7	6	5	5
18	98	88	75	63	53	44	37	31	26	22	19	16	13	11	9	8	6	5	4	4	4
19	98	86	73	61	50	42	35	29	24	20	17	14	12	10	8	7	5	5	4	3	3
20	98	85	71	58	48	40	33	27	22	18	15	12	10	8	7	6	5	4	3	3	3

(Table 4.)

$\alpha \rightarrow$	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
1	99	99	99	99	99	99	98	98	98	98	98	97	97	97	97	96	96	96	96	95
2	90	89	88	87	86	85	84	83	82	80	79	78	77	76	75	74	73	72	71	70
3	75	73	72	70	68	66	65	63	62	60	59	57	56	55	53	52	51	50	48	47
4	61	59	57	55	53	51	50	48	46	45	43	42	40	39	38	36	35	34	33	32
5	50	47	45	43	41	40	38	36	35	33	32	30	29	28	26	25	24	23	22	21
6	40	38	36	34	32	31	29	27	26	25	23	22	21	20	19	18	17	16	15	14
7	33	31	29	27	25	24	22	21	19	18	17	16	15	14	13	12	11	10	10	10
8	26	24	23	21	20	18	17	16	15	13	12	12	11	10	9	8	7	6	5	4
9	21	20	18	17	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	3	2	2
10	17	16	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	4	3	3	3	2	2	1
11	14	13	11	10	9	8	7	6	5	5	4	4	4	4	3	3	3	2	2	1
12	11	10	9	8	7	6	6	5	5	4	4	3	3	3	3	2	2	2	2	1
13	9	8	7	6	6	5	4	4	3	3	3	2	2	2	2	1	1			
14	7	7	6	5	4	4	3	3	3	2	2	2	2	1	1					
15	6	5	5	4	3	3	3	2	2	2	1	1								
16	5	4	4	3	3	2	2	2	1	1										
17	4	3	3	2	2	2	1	1												
18	3	3	2	2	2	1														
19	3	2	2	1	1															
20	2	2	1	1																

(Tabla 4.)

t	$\alpha +$	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
1	95	95	95	94	94	94	94	93	93	93	92	92	92	91	91	91	90	90	90	89	89
2	69	68	67	66	65	64	63	62	62	62	61	60	59	58	57	56	56	55	54	53	53
3	46	45	44	43	42	41	40	39	38	37	36	35	34	33	33	32	31	30	30	29	29
4	31	29	28	28	27	26	25	24	23	22	22	21	20	20	19	18	18	17	16	16	16
5	20	19	19	18	17	16	16	15	14	14	13	12	12	11	11	10	10	9	9	9	9
6	13	13	12	11	11	10	10	9	9	8	8	7	7	7	6	6	6	5	5	5	5
7	9	8	8	7	7	6	6	6	5	5	5	4	4	4	4	3	3	3	3	3	3
8	6	5	5	5	4	4	4	4	3	3	3	3	2	2	2	2	2	2	2	2	1
9	4	4	3	3	3	3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	1
10	3	2	2	2	2	2	2	1	1												
11	2	2	2	1																	

TABLA 5. Valores de $G_t \times 10^2$ para el cálculo de las descargas variables con la ecuación
 de Kraijenhoff van de Leur - Maasland

t	$\alpha \rightarrow$	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10	0,11	0,12	0,13	0,14	0,15	0,16	0,17	0,18	0,19	0,20
1	72	102	124	144	161	176	190	203	216	227	238	249	259	269	278	287	296	305	313	321	321
2	30	47	52	60	66	73	79	84	89	94	99	103	107	111	115	119	123	126	130	133	133
3	23	32	40	46	51	56	60	64	68	72	76	79	82	85	88	91	94	96	98	100	100
4	19	27	33	38	43	47	51	54	58	61	64	66	69	71	73	75	77	78	80	81	81
5	17	24	29	34	38	42	45	48	51	53	55	58	60	61	62	63	64	65	66	66	66
6	15	22	26	31	34	38	40	43	45	47	49	50	52	53	53	54	54	54	54	54	54
7	14	20	24	28	31	34	37	39	41	42	44	45	45	46	46	46	46	46	45	44	44
8	13	18	23	26	29	32	34	36	37	38	39	40	40	40	40	39	38	38	37	36	36
9	12	17	21	25	27	30	32	33	34	35	35	35	35	34	34	33	32	32	31	30	30
10	12	16	20	23	26	28	29	30	31	31	31	31	31	30	29	28	27	26	25	24	24
11	11	16	19	22	24	26	27	28	28	28	28	28	27	26	25	24	23	22	21	20	20
12	10	15	18	21	23	24	25	26	26	26	26	25	24	24	23	22	21	20	18	17	16
13	10	14	18	20	22	23	24	24	24	24	23	22	22	21	20	19	18	16	15	14	13
14	10	14	17	19	21	22	22	22	22	21	20	19	18	17	16	15	14	13	12	11	11
15	9	13	16	18	20	20	21	20	20	19	18	17	16	15	14	13	12	11	10	9	9
16	9	13	16	18	19	19	19	19	18	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	7
17	9	12	15	17	18	18	18	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	5
18	8	12	15	16	17	17	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	4
19	8	12	14	16	16	16	16	15	14	13	12	10	10	8	8	7	6	5	4	3	3
20	8	11	14	15	15	15	14	14	13	12	10	9	8	7	7	6	5	4	3	2	2

(Tabla 5.)

t	$\alpha \rightarrow$,21	,22	,23	,24	,25	,26	,27	,28	,29	,30	,31	,32	,33	,34	,35	,36	,37	,38	,39	,40
1	329	337	344	352	359	366	373	380	387	393	400	406	413	419	425	431	437	443	448	454	
2	136	139	142	145	148	151	154	156	159	161	164	166	168	170	172	174	176	178	180	182	
3	103	104	106	108	110	111	112	114	115	116	116	117	118	118	119	119	120	120	120	120	
4	82	83	84	84	85	85	85	86	86	85	85	85	85	84	84	83	83	82	81	80	
5	66	66	66	66	66	66	65	64	64	63	62	62	61	60	59	58	57	56	55	54	
6	54	53	53	52	51	50	50	49	48	47	46	45	44	43	42	40	39	38	37	36	
7	44	43	42	41	40	39	38	37	36	35	34	32	31	30	29	28	27	26	25	24	
8	35	34	33	32	31	30	29	28	27	26	25	24	23	22	21	20	19	18	17	16	
9	29	28	26	25	24	23	22	21	20	19	18	17	16	15	14	13	12	11	10	9	
10	23	22	21	20	19	18	17	16	15	14	13	12	12	11	10	10	9	8	8	7	
11	19	18	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	8	7	6	6	5	4	4	3	
12	15	14	13	12	11	11	10	9	8	7	6	5	5	4	4	3	3				
13	12	11	10	10	9	8	8	7	6	5	5	4	4	3	3						
14	10	9	8	8	7	6	6	5	5	4	4	3	3								
15	8	7	7	6	5	5	4	4	4	3	3	2									
16	6	6	5	5	4	4	3	3	3	2											
17	5	5	4	4	3	3	2	2													
18	4	4	3	3	2	2															
19	4	3	3	2	2																
20	3	2	2	2																	

(Table 5.)

[illegible]

Multiplicando los valores de C_t de cada columna por las recargas correspondientes, sumando los resultados, y dividiendo la suma por μ , da la altura de la capa de agua en la fecha correspondiente

Fecha	altura de la capa de agua (m)
20	$20(0,68 \times 0,005 + 0,53 \times 0,01 + 0,41 \times 0,02 + 0,32 \times 0,005) = 0,37 \text{ m}$
19	$20(0,86 \times 0,005 + 0,68 \times 0,01 + 0,53 \times 0,02 + 0,41 \times 0,005) = 0,48 \text{ m}$
18	$20(0,99 \times 0,005 + 0,86 \times 0,01 + 0,68 \times 0,02 + 0,53 \times 0,005) = 0,60 \text{ m}$
17	$20(0,99 \times 0,01 + 0,86 \times 0,02 + 0,68 \times 0,005) = 0,61 \text{ m}$
16	$20(0,99 \times 0,02 + 0,86 \times 0,005) = 0,48 \text{ m}$
15	$20(0,99 \times 0,005) = 0,10 \text{ m}$

Un método similar se sigue para el cálculo de la intensidad de la recarga. Por tanto:

Fecha	recarga (m)	20	19	18	17	16	15
		valores G_t					
20	0	0,359	-	-	-	-	-
19	0	0,148	0,359	-	-	-	-
18	0,005	0,110	0,148	0,359	-	-	-
17	0,010	0,085	0,110	0,148	0,359	-	-
16	0,020	0,066	0,085	0,110	0,148	0,359	-
15	0,005	0,051	0,066	0,085	0,110	0,148	0,359

Multiplicando los valores de G_t de cada columna por las correspondientes recargas y sumando los resultados, se obtiene la intensidad de descarga total en la fecha apropiada:

Fecha	intensidad de recarga (m/día)
20	$0,110 \times 0,005 + 0,085 \times 0,01 + 0,066 \times 0,02 + 0,051 \times 0,005 = 0,0030 \text{ m/día}$
19	$0,148 \times 0,005 + 0,110 \times 0,01 + 0,085 \times 0,02 + 0,066 \times 0,005 = 0,0039 \text{ m/día}$
18	$0,359 \times 0,005 + 0,148 \times 0,01 + 0,110 \times 0,02 + 0,085 \times 0,005 = 0,0059 \text{ m/día}$
17	$0,359 \times 0,01 + 0,148 \times 0,02 + 0,110 \times 0,005 = 0,0059 \text{ m/día}$
16	$0,359 \times 0,02 + 0,148 \times 0,005 = 0,0079 \text{ m/día}$
15	$0,359 \times 0,005 = 0,0018 \text{ m/día}$

Los cálculos anteriores son bastante laboriosos, pero son bastante fáciles si se utiliza calculadora. En las Tablas 4 y 5 puede verse que cuanto mayor sea α , menos términos tienen que usarse. Por tanto el método es especialmente útil para valores de α grandes. Para valores de α más pequeños, DE ZEEUW ha desarrollado otro método de cálculo (ver Cap.16).

Ejemplo 12

Los datos de este ejemplo se deducen del ejemplo del Apt.8.3.5. En vez de una recarga instantánea ($R_1 = 25$ mm), se supone que la percolación del riego se divide en dos días a razón de $R = 12,5$ mm/día ó $0,0125$ m/día, después de lo cual no hay percolación en ocho días, seguidos por otros dos días de percolación a razón de $R = 12,5$ mm/día por un nuevo riego, y de nuevo un período de ocho días sin percolación, etc. Los datos restantes son: $L = 90$ m, $d = 4,7$ m, $K = 1,0$ m/día y $y = 0,05$ de los que se deduce:

$$j = \frac{\mu L^2}{\pi^2 K d} = \frac{0,05 \times (90)^2}{9,9 \times 1 \times 4,7} = 8,7 \quad \delta \quad \alpha = 0,115 \text{ días}$$

Al final del segundo día la altura de la capa de agua es:

$$h_2 = \frac{R}{\mu} (C_1 + C_2) = \frac{0,0125}{0,05} (1,00 + 0,98) = 0,495 \text{ m}$$

Al final del segundo riego, es decir al término del día 12 se halla para la altura de la capa de agua

$$h_{12} = \frac{R}{\mu} (C_1 + C_2 + C_{11} + C_{12}) = \frac{0,0125}{0,05} (1,00 + 0,98 + 0,38 + 0,34) = 0,675 \text{ m}$$

Similarmente, al término del tercer riego, es decir, al final del día 22:

$$h_{22} = \frac{R}{\mu} (C_1 + C_2 + C_{11} + C_{12} + C_{21} + C_{22})$$

Los valores C_{21} y C_{22} no se dan en la Tabla 4, pero pueden hallarse en la Tabla 3 y en la Ec.(62):

$$C_{21} = j(C_{21} - C_{20})$$

$$C_{22} = j(C_{22} - C_{21})$$

Por tanto

$$\begin{aligned}t/j &= 20/8,7 = 2,30 & c_{20} &= 1,107 \\t/j &= 21/8,7 = 2,41 & c_{21} &= 1,119 \\t/j &= 22/8,7 = 2,52 & c_{22} &= 1,129\end{aligned}$$

Así:

$$\begin{aligned}C_{21} &= 8,7(1,119 - 1,107) = 0,104 \\C_{22} &= 8,7(1,129 - 1,119) = 0,087\end{aligned}$$

y

$$h_{22} = \frac{0,0125}{0,05} (1,00 + 0,98 + 0,38 + 0,34 + 0,10 + 0,09) = 0,72 \text{ m}$$

Como puede verse en este ejemplo, la capa de agua sube lentamente hasta alcanzar un valor último ligeramente inferior a $h_t = 0,80 \text{ m}$, que fue el valor tomado como criterio en el ejemplo del Apt.8.3.3, donde se aplicó instantáneamente la percolación total. La elevación de la capa de agua es aparentemente menor cuando la recarga se produce a lo largo de un período más largo.

8.3.7 Discusión de la ecuación de Kraijenhoff van de Leur-Maasland

En el apartado anterior se han dado algunos ejemplos de cálculo de la altura de la capa de agua. El cálculo de la descarga se hace de igual forma.

Para analizar los hidrogramas de descarga o hidrogramas de la capa de agua procedentes de parcelas experimentales, frecuentemente es necesario aplicar ciertas simplificaciones. De las Ecs.(50) y (52) puede deducirse que las series infinitas son convergentes, dependiendo el grado de convergencia de t/j . Con frecuencia se halla que, según una función exponencial simple, tanto la capa de agua como la descarga varían con el tiempo. Esto sucede poco después de que la recarga cesa, es decir, tan pronto como el segundo, tercer, etc., término de las Ecs. (30) y (52) pueden despreciarse en comparación con el primer término. Este estado se llama final de la curva de decrecida (KRAIJENHOFF VAN DE LEUR-MAASLAND, 1958).

Supóngase que la recarga cesa en un momento determinado $t = t_r$. La altura de la capa de agua es entonces:

$$h_b = \frac{4}{\pi} \frac{R}{\mu} j \sum_{n=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{n^3} (1 - e^{-n^2 t_r / j})$$

Para el cálculo de la altura de la capa de agua después de $t = t_r$, tiene que añadirse un valor negativo de R tal y como se explicó anteriormente. Para cualquier tiempo $t > t_r$ se obtiene la altura de la capa de agua a partir de

$$h_t = \frac{4}{\pi} \frac{R}{\mu} j \sum_{n=1, -3, 5}^{\infty} \frac{1}{n^3} (1 - e^{-n^2 t/j}) - \sum_{n=1, -3, 5}^{\infty} \frac{1}{n^3} (1 - e^{-n^2 (t-t_r)/j})$$

$$h_t = \frac{4}{\pi} \frac{R}{\mu} j \left[\sum_{n=1, -3, 5}^{\infty} \frac{1}{n^3} (e^{n^2 t_r/j} - 1) e^{-n^2 t/j} \right] \quad (66)$$

Cuando t es suficientemente grande, los términos segundo y sucesivos de las series infinitas de la Ec.(66) llegan a ser muy pequeños y por tanto son despreciables. Según KRAIJENHOFF VAN DE LEUR (1958) se puede suponer el final de la curva de decrecida, tan pronto como el segundo término de las series llega a ser menor del 1% del primero. Entonces la Ec.(66) se reduce a

$$h_t = \frac{4}{\pi} \frac{R}{\mu} j (e^{t_r/j} - 1) e^{-t/j} \quad (67)$$

Sustituyendo dos valores $t = t_1$ y $t = t_2$ se obtiene:

$$h_{t_1}/h_{t_2} = e^{-(t_1-t_2)/j} \quad (68)$$

Esta relación también se ha encontrado a partir de la ecuación de Glover-Dumm Ec.(49). De forma análoga, pueden deducirse de la ecuación de Kraijenhoff van de Leur-Maasland las Ecs.(36), (46), (48), deducidas de la ecuación de Glover-Dumm. Así, las dos ecuaciones son idénticas durante el final de la curva de decrecida.

8.4 Bibliografia

- BOUMANS, J.H. 1963. Een algemene nomografische oplossing van het stationaire ontwateringsvraagstuk met toepassingen voor isotroop en anisotroop doorlatende gronden. Polytechn. Tijdschr. 18(14B):545-551.
- CARLSLAW, H.S. y J.C. JAEGER. 1959. Conduction of heat in solids. Oxford Univ. Press. 2nd ed. 510 pp.
- DAGAN, G. 1964. Spacings of drains by an approximate method. J.Irr. and Drainage Div.Proc.ASAE Paper 3824. 41-46.
- DE ZEEUW, J.W. 1966. Analyse van het afvoerverloop van gebieden met hoofdzakelijk grondwaterafvoer. Med.Landbouwhogeschool Wageningen 66-5, 139 pp.
- DONNAN, W.W. 1946. Model tests of a tile-spacing formula. Proc.Soil Sci.Soc. of Amer. 11:131-136.
- DUMM, L.D. 1954. Drain spacing formula. Agric.Engng. 35:726-730.
- DUMM, L.D. 1960. Validity and use of the transient flow concept in subsurface drainage. Paper presented at ASAE meeting. Memphis. Tenn. Dec.4-7.
- ERNST, L.F. 1956. Calculation of the steady flow of groundwater in vertical cross sections. Neth.J.Agric.Sci. 4:126-131.
- ERNST, L.F. 1962. Grondwaterstromingen in de verzadigde zone en hun berekening bij aanwezigheid van horizontale evenwijdige open leidingen. Versl.Landbouwk.Onderz.67-15. 189 pp.
- HOOGHOUDT, S.B. 1936. Bepaling van den doorlaatfaktor van den grond met behulp van pompproeven (z.g.boorgatenmethode). Versl.Landb.Onderz.42:449-541.
- HOOGHOUDT, S.B. 1940. Bijdragen tot de kennis van enige natuurkundige grootheden van de grond. No.7. Versl.Landbouwk.Onderz.46:515-707.
- KIRKHAM, D. 1958. Seepage of steady rainfall through soil into drains. Trans.Am.Geophys.Union 39:892-908.
- KIRKHAM, D. 1960. An upper limit for the height of the water table in drainage design formulas. 7th Int.Congress of Soil Sci.Madison 1:486-492.
- KRAIJENHOFF VAN DE LEUR, D.A. 1958. A study of non-steady groundwater flow with special reference to a reservoir-coefficient. De Ingenieur 40:87-94.

- LABYE, Y. 1960. Note sur la formule de Hooghoudt. Bull. tech. du Génie Rural, Min. de l'Agriculture de la Rép. Française, Paris No.49-1, 21 pp.
- MAASLAND, M. 1959. Watertable fluctuations induced by intermittent recharge. J. Geophys. Res. 64: 549-559.
- TOKSÖZ, S. and D. KIRKHAM, 1961. Graphical solution and interpretation of a new drain spacing formula. J. Geophys. Res. 60: 509-516.
- VAN BEERS, W.F.J. 1965. Some nomographs for the calculation of drain spacings Bull. No.8. Int. Inst. Land Recl. and Improvement, Wageningen. 48 pp.
- VAN BEERS, W.F.J. Computing drain spacings. International Institute for Land Reclamation and Improvement (ILRI), Wageningen. 1976. 47 pp.
- WESSELING, J. 1964. A comparison of the steady state drain spacing formulas of Hooghoudt and Kirkham in connection with design practice. J. Hydrology 2: 25-32.

TEORIAS DEL DRENAJE AGRICOLA Y DE LA ESCORRENTIA

9. BALANCE DE SALES Y NECESIDADES DE LAVADO

W. H. VAN DER MOLEN

Catedrático

Department of Land Drainage and Improvement

University of Agriculture, Wageningen

Conferenciantes en el Curso de Drenaje Agrícola

J. H. Boumans (1962)

Land Improvement and Reclamation Company

W. H. van der Molen (1963–1970)

University of Agriculture

J. W. van Hoorn (1971–1972)

University of Agriculture

9. Balance de sales y necesidades de lavado

9.1	Salinización y drenaje	65
9.2	El balance de sales	66
9.2.1	Balance de agua y de sales en la zona radicular del suelo	66
9.2.2	La eficiencia de lavado	68
9.2.3	Ecuación de equilibrio de sales y necesidades de lavado	70
9.2.4	Ecuación de almacenamiento de sales	71
9.2.5	Ecuaciones de equilibrio y de almacenamiento de sales expresadas en términos de conductividad eléctrica	73
9.3	Ejemplos de cálculo	74
9.3.1	Suelos permanentemente regados, sin ascenso capilar	74
9.3.2	Suelos estacionalmente regados con ascenso capilar en el período de barbecho	80
9.3.3	Riesgo de alcalinización y lavado de sales	83
9.4	Influencia de sales poco solubles presentes en el agua de riego	85
9.4.1	Solubilidad de sales poco solubles	85
9.4.2	Clasificación del agua de riego con relación al contenido en bicarbonatos y en yeso	87
9.4.3	Ajuste de ecuaciones	88
9.4.4	Ejemplo en el que el agua de riego contiene yeso	89
9.4.5	Ejemplo en el que el agua de riego contiene bicarbonato de calcio	92
9.4.6	Ejemplo en el que el agua de riego contiene bicarbonato sódico	93
9.5	Teoría del lavado de sales en el suelo	94
9.5.1	Un único recipiente	95
9.5.2	Recipiente con derivación	97
9.5.3	Series de recipientes	97
9.5.4	Columna continua	98
9.5.5	Ejemplo de cálculo	99
9.6	Bibliografía	104

OBJETIVOS DE ESTE CAPITULO

Se discute el balance de sales muy y poco solubles en el suelo, bajo la influencia del lavado con agua de riego. Se calculan las necesidades de lavado para mantener un balance de sales favorable, y se aplica a diferentes condiciones de riego para condiciones de equilibrio y almacenamiento de sales fluctuante.

9.1 Salinización y drenaje

Los suelos regados reciben considerables cantidades de sales disueltas, parte aportadas por el agua de riego y el resto por el agua subsuperficial que entran en el área. El agua de riego es una de las principales fuentes de sales incluso cuando es de excelente calidad. Una aportación anual de 1.000 mm de agua de riego conteniendo, solamente, 250 mg/l (p.p.m.) de sales disueltas, aportará 2.500 kg de sales por hectárea y año. Si no se eliminan estas sales de la zona radicular, la salinización será inevitable.

A menudo se presenta en las zonas de regadío la otra fuente de sales que es un nivel freático alto. Su presencia se debe o a las condiciones hidrológicas naturales o a las inevitables pérdidas de agua de riego. Por medio del ascenso capilar, agua procedente de la capa de agua puede llegar a la zona radicular, e incluso hasta la superficie del suelo, donde se evapora dejando las sales que llevaba disueltas. Si la capa de agua solamente se recarga durante períodos cortos de tiempo, no permanecerá alta durante mucho tiempo, por lo que el proceso de salinización se detiene; en estos casos, es raro que el contenido en sales de suelo sea tan alto como para dañar a los cultivos. Si, por el contrario, la capa de agua es alimentada durante gran parte del año por filtraciones desde otras zonas, el proceso de salinización continúa y se puede producir una fuerte acumulación de sales. Las filtraciones son un fenómeno muy extendido; en la Fig.1 se presentan algunos ejemplos típicos. En áreas bajo riego, las filtraciones afectan, en general, a parcelas que temporalmente están sin riego, por ejemplo, durante el barbecho.

Para contrarrestar el proceso de salinización, se necesita una cierta cantidad de agua de lavado: agua de riego que aplicada en exceso disuelve y arrastra sales de la zona radicular. Este agua recargará la capa de agua del suelo pero, si existe un drenaje natural suficiente se descargará por él sin que se produzcan ascensos indebidos de la capa de agua. Sin embargo, el drenaje natural es corrientemente incapaz de hacer frente a esas excesivas cantidades de agua, por lo que se deberá instalar un sistema de drenaje. Por ello, el drenaje instalado en zonas áridas sirve para dos fines. En primer lugar, como en las regiones húmedas, para mantener un balance de agua favorable en la zona radicular. En segundo lugar, contrariamente a lo que sucede en la mayoría de las áreas húmedas, para mantener un balance de sales favorable en la zona radicular.

9.2 El balance de sales

9.2.1 Balance de agua y de sales en la zona radicular del suelo

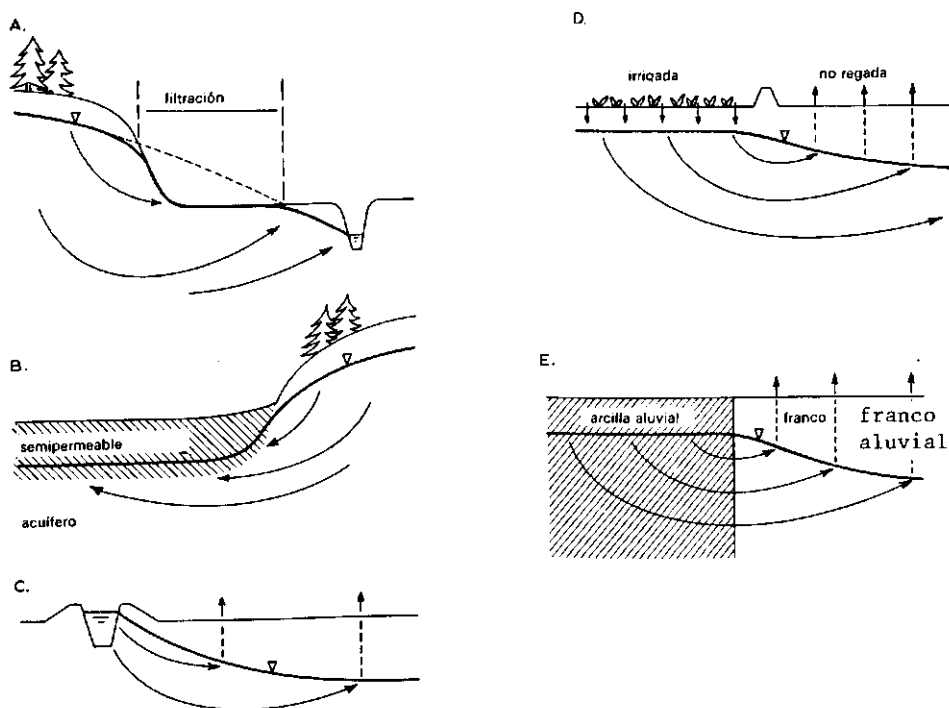


Fig.1. Diferentes casos de filtraciones.

A: Zona de filtración al pie de una colina. B: Filtración en un valle. C: Filtración desde un canal de riego. D: Filtración desde un área regada a otra no regada cercana. E: Filtración debida a diferencias en suelo.

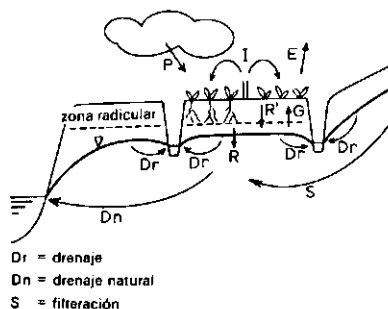


Fig.2. Balance de agua de un suelo regado.

En la Fig.2 se ilustra el balance de agua de un suelo regado. El balance de agua de la zona radicular es de la forma:

$$I + P + G = E + R + \Delta W \quad (1)$$

donde

- I = cantidad efectiva de agua de riego
- P = cantidad efectiva de precipitación
- G = cantidad de ascenso capilar desde la capa de agua
- E = cantidad de evapotranspiración
- R = cantidad de agua que percola profundamente
- ΔW = cambio en la cantidad de humedad almacenada.

No importa qué período de tiempo se considere con tal de que sea el mismo para todos los términos de la ecuación.

Es conveniente expresar todos los términos de la ecuación en mm o en l/m^2 . I y P se definen como cantidades efectivas, indicando con ello que se consideran las cantidades que realmente se infiltran en el suelo. Para el agua de riego, esta cantidad es igual a la que se aporta a la parcela menos la escorrentía superficial y la evaporación. El cambio en la cantidad de humedad almacenada ΔW puede ser positivo (aumento) e negativo (disminución). Para períodos largos, por ejemplo de un año o más, se considera que ΔW es despreciable.

Es probable que el concepto de precipitación efectiva varíe con el criterio de cada uno. En el Capítulo 15, Vol.II, que trata de hidrología de cuencas, se define la precipitación efectiva como "toda aquella que con el tiempo termina convirtiéndose en escorrentía"; por tanto, la escorrentía superficial también está incluida, cosa que no sucede en la ecuación de balance arriba citada.

Para elaborar el balance de sales, se supone que todas las sales son muy solubles y que no precipitan. El balance de sales de la zona radicular será de la forma

$$IC_i + PO_p + GC_g = RC_r + \Delta Z' \quad (2)$$

donde

- C = concentración de sales, en meq/l
- i = sufijo empleado para el agua de riego
- P = sufijo empleado para la precipitación
- g = sufijo empleado para la capa de agua
- r = sufijo empleado para la percolación profunda de agua
- $\Delta Z'$ = cambio en el contenido de sales de la zona radicular, en meq/m²

Como la cantidad de sales aportada a los suelos regados por la precipitación es despreciable comparada con la que aporta el agua de riego, se puede tomar PC_p igual a cero. Además se supone que para las condiciones de equilibrio, $C_g = C_r$. Por tanto, la Ec.(2) se reduce a:

$$IC_i = R^* C_r + \Delta Z' \quad (3)$$

donde R^* es la percolación profunda neta, igual a $(R - G)$. En términos de pérdidas y ganancias de sales, se ve que R^* puede igualarse al término llamado necesidades de lavado.

Si el balance de sales del suelo está en equilibrio, $\Delta Z'$ será igual a cero. Si por el contrario no se da este equilibrio, la cantidad de sales en la zona radicular al principio del período considerado (Z'_1) será diferente de la de al final de dicho período (Z'_2).

$$\Delta Z' = Z'_2 - Z'_1 \text{ (meq/m}^2\text{)} \quad (4)$$

9.2.2. La eficiencia de lavado

Se puede considerar la cantidad de sales presentes en la zona radicular (Z') disuelta en la humedad del suelo. Como el movimiento descendente del agua y de las sales en la zona radicular tienen lugar, generalmente, cuando el contenido en humedad del suelo es próximo al de capacidad de campo, lógicamente se puede considerar que la cantidad Z' de sales estará disuelta en una cantidad de agua W_{fc} . Dicha cantidad es el contenido de humedad del suelo, a capacidad de campo, de la zona radicular, expresada en mm o en l/m². Se puede determinar W_{fc} por medio de la expresión:

$$W_{fc} = \frac{w_{fc}}{100} D \quad (5)$$

donde

W = contenido de humedad del suelo, en % en volumen

f_c = sufiijo empleado para la capacidad de campo

D = espesor de la zona radicular en mm

A capacidad de campo, la concentración en sales (C_{fc}) de la humedad del suelo de la zona radicular es:

$$C_{fc} = \frac{Z'}{W_{fc}} \quad (6)$$

Si se considera un período para el que Z' cambia de Z'_1 , a Z'_2 , el valor medio de la concentración de sales (\bar{C}_{fc}) de la humedad del suelo, a capacidad de campo, es:

$$\bar{C}_{fc} = \frac{Z'_1 + Z'_2}{2 W_{fc}} = \frac{Z'_1}{W_{fc}} + \frac{\Delta Z'}{2 W_{fc}} \quad (7)$$

Para la concentración salina del agua de percolación por debajo de la zona radicular (C_r), se pueden hacer las tres siguientes suposiciones, cada una de ellas describiendo un modelo diferente:

$$C_r = C_{fc} \quad \text{o} \quad (8)$$

$$C_r = f C_{fc} \quad \text{o} \quad (9)$$

$$C_r = f C_{fc} + (1 - f) C_i \quad (10)$$

donde f es la eficiencia de lavado ($0 < f < 1$).

Como se explicará en el Apartado 9.5, la Ec.(8) describe una mezcla completa en un recipiente sin derivación (Fig.58), mientras que las Ecs.(9) y (10) se refieren a un recipiente con derivación (Fig.5C). Más precisamente, la Ec.(9) describe la concentración del agua que sale después de pasar por el suelo si la concentración salina del agua de riego es cero, mientras que la Ec.(10) considera el caso más general en el que no se puede despreciar la concentración en sales de dicha agua de riego. En las consideraciones que a continuación se exponen, se empleará la Ec.(10).

Probablemente debido a las grietas existentes en los suelos arcillosos la efi-

ciencia de lavado f en estos suelos, es menor que en los de textura más arenosa. Además de la textura del suelo, f depende mucho del método de riego. Regando por inundación en eras o fajas, la eficiencia de lavado es mucho mayor que si se hace por surcos y se consiguen las eficiencias más altas si el riego se hace por lluvia o por aspersión de baja intensidad. Generalmente, en el perfil del suelo f aumenta con la profundidad.

Como una primera aproximación, se pueden emplear los siguientes valores de f :

Franco limoso, franco arenosos	$f = 0,5 - 0,6$
Franco arcilloso limoso, franco arcilloso arenoso	$f = 0,4 - 0,5$
Franco arcilloso	$f = 0,2 - 0,3$

Siempre que sea posible, el valor de f , se debe determinar por medio de los experimentos de lavado o por el análisis de los datos de lavado tomados en el campo (DIELEMAN, 1963; UNESCO, 1970).

9.2.3 Ecuación de equilibrio de sales y necesidades de lavado

Áreas cuyos sistemas de riego y drenaje están correctamente diseñados no tendrán acumulación de sales en su zona radicular. Por tanto, si se toman períodos de tiempo suficientemente largos, por ejemplo un año, los términos ΔW y $\Delta Z'$ en las ecuaciones de balance de agua y sales (Ecs.1 y 3) serán despreciables. Recordando que la cantidad de lavado R^* representa el valor neto de la suma algebraica de la percolación R y el ascenso capilar G , se puede escribir la ecuación de balance de agua de la siguiente forma:

$$I + P = E + R^* \quad (11)$$

La ecuación del balance de sales quedará reducida a:

$$I\bar{C}_i = R^*\bar{C}_r \quad (12)$$

donde \bar{C}_i y \bar{C}_r indican las concentraciones medias para el período de tiempo considerado. Despejando el valor de I en ambas ecuaciones e igualando se obtiene:

$$R^* = (E - P) \frac{\bar{C}_i}{\bar{C}_r - \bar{C}_i} \quad (13)$$

Sustituyendo el valor de C_r de la Ec.(10) y tomando los valores medios \bar{C}_r , \bar{C}_i y \bar{C}_{fc} para períodos largos, se obtiene:

$$R^* = (E - P) \frac{\bar{C}_i}{f(\bar{C}_{fc} - \bar{C}_i)} \quad (14)$$

En la ecuación de equilibrio de sales (Ec.14), R^* indica generalmente las necesidades de lavado, que pueden calcularse cuando se ha fijado un valor máximo para la concentración de sales de la humedad del suelo (\bar{C}_{fc}). Las necesidades correspondientes de agua de riego se obtienen directamente del balance de agua (Ec.11):

$$I = E - P + R^* \quad (15)$$

donde R se obtiene a partir de la Ec.(14).

9.2.4 Ecuación de almacenamiento de sales

En lo anteriormente discutido, se suponía que no existía diferencia entre las cantidades de sal almacenadas en la zona radicular al principio y al final del período considerado. Aunque ésto puede ser cierto para períodos largos, por ejemplo un año, se producirán cambios a lo largo de este período debidos a las variaciones estacionales del clima, cultivos, aplicación del agua y calidad del agua aplicada. Con las ecuaciones que a continuación se exponen, se pueden calcular los cambios del contenido en sales del suelo para períodos cortos, de por ejemplo una estación o un mes. Sustituyendo el valor de C_r de la Ec.(10) en la Ec.(3) y despejando $\Delta Z'$ se obtiene:

$$\Delta Z' = IC_i - (1 - f)R^*C_i - fR^*C_{fc} \quad (16)$$

Si el período considerado es suficientemente corto, se podrá considerar que la concentración salina del agua de riego es constante. Sin embargo, la concentración de la humedad del suelo no será constante y se sustituirá el valor de C_{fc} por el de \bar{C}_{fc} obtenido en la Ec.(7). Así se obtiene:

$$\Delta Z' = \frac{IC_i - (1 - f)R^*C_i - \frac{fR^*Z}{W_{fc}}}{1 + \frac{fR^*}{2W_{fc}}}$$

Si se hacen en esta ecuación las sustituciones

$$K \approx IC_i - (1 - f)R^*C_i$$

$$L = \frac{fR^*}{W_{fc}} \quad y$$

$$M = 1 + 0,5 L$$

se puede escribir de forma más abreviada de la siguiente manera:

$$\Delta Z' = \frac{K - LZ'_1}{M} \quad (17)$$

La Ec.(17) indica el almacenamiento de sales. Si se conoce la concentración salina inicial de la zona radicular Z'_1 , por ejemplo por medio de un muestreo, se podrá calcular $\Delta Z'$ directamente. Por tanto, se puede emplear la Ec.(17) para predecir la desalinización de suelos salinos por medio del agua de riego. Sin embargo, generalmente se está interesado en conocer las desviaciones estacionales con relación al contenido salino del suelo para el equilibrio a largo plazo. En ese caso se desconoce Z'_1 y la única condición impuesta es que la suma de las cantidades $\Delta Z'$, para un período largo, sea igual a cero. En la práctica, se suele calcular $\Delta Z'$ para períodos de un mes y se supone que para períodos de un año, los cambios en la salinidad son iguales a cero; es decir:

$$\sum_{n=1}^{n=12} \Delta Z'_n = 0$$

Existen dos métodos generales de resolver este problema:

- Se comienza con un valor inicial estimado de Z'_1 (que puede ser igual a cero) y se emplea la Ec.(17) para un gran número de períodos sucesivos de tiempo hasta que, finalmente se alcanza el equilibrio y se satisface la condición expresada en la Ec.(18). En la naturaleza ocurre un proceso semejante: al regar suelos no salinos, se eleva el contenido en sales hasta una cierta salinidad de equilibrio. Sin embargo, por otro lado, si se lavan los suelos salinos, su contenido en sales se aproximará hacia el mismo contenido de equilibrio.

- Se emplean unos pocos valores de Z'_1 como prueba. Si $\sum \Delta Z'_n$ resulta ser positiva, se tomará un valor mayor para Z'_1 ; si por el contrario $\sum \Delta Z'_n$ es negativo, se dará a Z'_1 un valor más bajo. Se repite el proceso hasta que $\sum \Delta Z'_n$ es, para fines prácticos, lo suficientemente cercano a cero.

9.2.5 Ecuaciones de equilibrio y de almacenamiento de sales expresadas en términos de conductividad eléctrica

Hasta ahora, se ha expresado la concentración salina del agua (C) en miliequivalentes por litro. Es más corriente expresar la salinidad en términos de conductividad eléctrica (EC) que es aproximadamente proporcional a C (RICHARDS y otros, 1954)

$$EC \approx \frac{C}{12} \quad (19)$$

donde EC viene expresada en mmhos/cm a 25 °C en meq/l.

Generalmente, la conductividad eléctrica de las muestras de suelo se determina en el extracto a saturación (EC_e). La relación entre EC_e y EC_{fc} es:

$$EC_e = \frac{W_{fc}}{W_e} EC_{fc}$$

donde W_{fc} y W_e son el contenido de humedad, en tanto por ciento en volumen, a capacidad de campo y en la pasta saturada, respectivamente.

Para suelos de textura media (franco arenosos, franco limosos, franco arcillosos), $W_e \approx 2W_{fc}$ y, por tanto, en la zona radicular, $W_e \approx 2W_{fc}$. Por ello, empleando la Ec.(6) se obtiene:

$$EC_e \approx 0,5 EC_{fc} \approx \frac{C_{fc}}{24} = \frac{Z'}{24W_{fc}} \quad (20)$$

Si se hacen los cálculos con valores de EC en vez de los de C, los valores y unidades de Z' y $\Delta Z'$ cambian a Z y ΔZ , respectivamente. La relación entre ellos será

$$Z = \frac{Z'}{12} \quad y \quad \Delta Z = \frac{\Delta Z'}{12} \quad (21)$$

donde Z y ΔZ están expresados como el producto de mmhos/cm y mm. Por conveniencia, se escribirá, en lo sucesivo, EC mm en vez de la notación físicamente correcta (mmhos/cm) mm.

Las Ecs.(14) y (17) de equilibrio de sales y de almacenamiento de sales en la zona radicular, respectivamente, al expresarlas en términos de conductividad eléctrica toman la siguiente forma:

$$R^* = (E - P) \frac{\overline{EC}_i}{f(2\overline{EC}_e - \overline{EC}_i)} \quad (22)$$

$$\Delta Z = \frac{K - LZ_1}{M} \quad (23)$$

donde

$$K = I \overline{EC}_i - (1 - f)R^*\overline{EC}_i$$

$$L = \frac{fR^*}{W_{fc}}$$

$$M = 1 + 0,5 L$$

Si, en la Ec.(23), se expresan W_{fc} , I , R^* en mm (i y R^* son los totales para un período de tiempo considerado), entonces Z y ΔZ se obtendrán en EC mm. Además, la conductividad eléctrica de la humedad del suelo a capacidad de campo EC_{fc} , se obtiene por medio de la expresión

$$EC_{fc} = \frac{Z}{W_{fc}} \quad (24)$$

De igual forma, la conductividad eléctrica del extracto a saturación será, aproximadamente, igual a:

$$EC_e = \frac{Z}{2W_{fc}} \quad (25)$$

9.3 Ejemplos de cálculo

9.3.1 Suelos permanentemente regados, sin ascenso capilar

En la Tabla 1 se presenta un ejemplo de aplicación de las ecuaciones de equilibrio y de almacenamiento de sales en suelos permanentemente regados. Esta tabla contiene cuatro partes:

- I. Información básica
- II. Percolación constante
- III. Cantidad de agua de riego constante
- IV. Contenido de sales en el suelo constante

Parte I

Información básica

En la Parte I, Líneas 1 a 7, se dan los datos básicos aportados y las suposiciones que deben hacerse de antemano. Aunque la calidad del agua de riego es, en general, baja, existe una gran variación en la salinidad de este agua, aumentando de una forma especial en verano y otoño. El valor de la media ponderada será:

$$\overline{EC}_i = \frac{\sum EC_i (E - P)}{\sum (E - P)} = 3,1$$

Se tomará este valor como la conductividad eléctrica media anual del agua de riego. A partir de las Ecs. (22) y (15) se obtienen los valores de la percolación anual neta requerida R^* y de la cantidad de agua efectiva necesaria de agua riego; así, se obtienen (líneas 8 y 9) los siguientes valores: $R^* = 580$ mm, $I = 1410$ mm. Estos totales anuales pueden ser repartidos a lo largo del año de diferentes formas. Las partes II, III y IV de la Tabla 1 muestran tres aproximaciones, bastante teóricas.

Parte II

Percolación constante

Las aplicaciones del agua de riego se distribuyen de tal forma que la percolación neta sea la misma para todos los meses, es decir, 48 - 49 mm (línea 8). Como el volumen de agua aportada mensualmente supera considerablemente a las pérdidas por evaporación (comparar las líneas 9 y 6), se puede considerar que los cambios mensuales en la humedad del suelo (ΔW) serán igual a cero. Por medio de la ecuación 15 se determinan las cantidades de agua a aportar (línea 9). Para calcular los incrementos mensuales del contenido en sales de la zona radicular, ΔZ , se debe hacer una estimación del contenido inicial, Z_1 . Esto se hace empleando el siguiente razonamiento:

Para mantener unas condiciones agronómicas deseables durante la estación de crecimiento de los cultivos, el valor medio de la conductividad eléctrica del extracto a saturación (EC_e) no deberá ser superior a 6 mmhos/cm. Por tanto, $EC_{fc} \leq 12$ (Ec.20) y, consecuentemente, $\bar{Z} = \overline{EC}_{fc} W_{fc} \leq 12 \times 300 = 3600$ EC mm. Como el cálculo comienza en el mes de Octubre, al final de la estación seca, se puede tomar el valor inicial de Z_1 superior al valor medio \bar{Z}_1 ; por ejemplo,

TABLA I. Balances de sales y agua para un suelo permanentemente regado, todas las sales permanecen en solución

Parte I INFORMACION BASICA															
1	Datos generales	$W_{fc} = 300 \text{ mm}; EC_e = 0,5 \times EC_{fc}; f = 0,5; \text{sin ascenso capilar}$	todas las sales permanecen en solución $EC_e = 6; EC_{e \text{ max}} = 8.$												
2	Periodo	Año	Oct.	Nov.	Dic.	En.	Feb.	Marzo	Abr.	Mayo	Junio	Julio	Ag.	Sept.	
3	Uso del suelo	Praderas en riego													
4	E mm	1260	100	80	70	70	70	70	90	100	120	140	150	140	130
5	P mm	430	50	50	60	70	50	40	30	30	30	10	10	10	20
6	E - P mm	830	50	30	10	0	20	50	70	90	130	140	140	130	110
7	EC_i mmhos/cm	3,1	3	2	1	2	2	2	3	3	3	3	3	4	4
Parte II PERCOLACION CONSTANTE $\Delta W = 0; R^* = 48 - 49 \text{ mm por mes}$															
8	R^* mm	580	48	49	48	48	48	48	49	48	48	49	48	48	49
9	I mm	1410	98	79	58	48	68	99	118	138	179	188	178	159	159
10a	Z_1 EC mm	5000	4829	4616	4325	4015	3788	3638	3539	3539	3595	3762	3946	4234	4234
11a	ΔZ EC mm	-460	-171	-215	-289	-310	-227	-150	-99	+56	+167	+184	+288	+306	+306
12a	Z_2 EC mm	4829	4616	4325	4015	3788	3638	3539	3539	3595	3762	3964	4234	4540	4540
10b	Z_1 EC mm	3000	2983	2909	2752	2564	2452	2406	2402	2402	2546	2794	3093	3447	3447
11b	ΔZ EC mm	+697	-17	-74	-157	-188	-112	-46	-4	+144	+248	+259	+354	+250	+250
12b	Z_2 EC mm	2983	2909	2752	2564	2452	2406	2402	2402	2546	2794	3093	3447	3697	3697
10c	Z_1 EC mm	4100	3998	3846	3615	3360	3186	3083	3026	3026	3122	3326	3544	3864	3864
11c	ΔZ EC mm	-18	-102	-152	-231	-255	-174	-103	-57	+96	+204	+218	+320	+218	+218
12c	Z_2 EC mm	3998	3846	3615	3360	3186	3083	3026	3026	3122	3326	3544	3846	4082	4082
13	EC_e mmhos/cm	5,8	6,8	6,6	6,4	6,0	5,6	5,3	5,1	5,0	5,2	5,5	5,9	5,9	6,4

Parte III RIEGO CONSTANTE													
I = 117 - 118 mm por mes													
14	I	mm	1410	117	118	117	118	117	118	117	118	117	118
15	E - P	mm		50	30	10	0	20	50	70	130	140	130
16	ΔW	mm	0	+40	0	0	0	0	0	0	-13	-22	-13
17	R	mm	580	27	88	107	118	97	68	47	28	0	0
18a	Z ₁	EC mm	3000	3173	2945	2581	2073	1888	1846	1888	2108	2459	2813
19a	ΔZ	EC mm	+753	+173	-228	-364	-408	-185	-42	+42	+220	+351	+468
20a	Z ₂	EC mm	3173	2945	2581	2073	1888	1846	1888	2108	2459	2813	3281
18b	Z ₁	EC mm	5000	5085	4594	3661	3305	2935	2781	2753	3932	3283	3637
19b	ΔZ	EC mm	-423	+85	-491	-633	-656	-370	-154	-28	+179	+351	+468
20b	Z ₂	EC mm	5085	4594	3961	3305	2935	2781	2753	2932	3283	3637	4105
18c	Z ₁	EC mm	4200	4320	3934	3409	2851	2549	2436	2434	2628	2979	3333
19c	ΔZ	EC mm	+73	+120	-386	-525	-558	-302	-113	-2	+194	+351	+468
20c	Z ₂	EC mm	4320	3934	3409	2851	2549	2436	3424	2628	2979	3333	3801
21	EC _e	mmhos/cm	5,5	7,2	7,4	6,7	5,8	4,9	4,3	4,1	4,1	5,0	5,6

Parte IV SALINIDAD CONSTANTE													
EC _e = 6 mmhos/cm EC _{fc} = 12 mmhos/cm													
22	R	mm	593	33	20	4	0	8	20	28	60	87	93
23	I	mm	1423	83	50	14	0	28	70	98	150	217	220

se toma $Z_1 = 5000$ EC mm (línea 10 a). Con este valor, el cambio en la cantidad de sales almacenadas (ΔZ), para el mes de Octubre, será igual a -171 (línea 11a). Por tanto, la cantidad de sales almacenadas al final de Octubre será de $5000 - 171 = 4829$. Entonces, se toma este valor como el inicial (Z_1) para el mes de Noviembre (línea 10a). Continuando de esta forma el proceso de cálculo, se encuentra que Z_2 para el final de Septiembre es de 4540 ($\Sigma \Delta Z = -460$). Este valor no está en concordancia con el valor inicial elegido $Z_1 = 5000$, por lo que se deduce que se ha elegido un valor para Octubre excesivamente alto.

Comenzando de nuevo con un valor inicial de $Z_1 = 3000$ (línea 10b), se obtiene un valor de $Z_2 = 3697$ (línea 12b) en Septiembre y $\Sigma \Delta Z = +697$. Obviamente, el valor de $Z_1 = 3000$ es demasiado bajo. Por interpolación lineal entre los dos pares de valores ($5000, 4540$) y ($3000, 3697$), se obtiene un par de valores iguales ($4100, 4100$). Empleando el valor de $Z_1 = 4100$ (Octubre, Línea 10c) y repitiendo el proceso de cálculo, se obtiene un valor de $Z_2 = 4082$ (Septiembre, Línea 12c), que es lo suficientemente cercano al valor inicial de 4100 como para dar este valor por bueno.

La conductividad eléctrica del extracto a saturación del suelo, calculada por medio de la Ec.(25), varía entre $6,8$ (al comienzo de Octubre, línea 13) y $5,0$ (al comienzo de Mayo); estos valores son inferiores al máximo permisible de $EC_e = 8$ (línea 1). El valor medio de EC_e es de $5,8$, que es inferior al máximo valor de $\overline{EC_e} = 6$, que es el definido para obtener unas condiciones agronómicas deseables.

El sistema de percolación "constante" exige unas cantidades de agua de riego que varían mucho de un mes a otro, lo cual lleva consigo el disponer de un sistema de riego de gran capacidad. Sin embargo, como la percolación está uniformemente distribuida a lo largo del año se necesita un sistema de drenaje de relativamente baja capacidad.

Parte III

Cantidad de riego de agua constante

En este caso, las necesidades anuales de agua de riego, 1410 mm, se reparten uniformemente a lo largo del año, lo cual significa unas aportaciones mensuales de $117 - 118$ mm. Este valor es superior al de $(E - P)$ en invierno, y por tanto, existirá un exceso de agua (líneas 14 y 15). Sin embargo, en el verano, que

comienza en Junio, el volumen de agua aportada es menor que $(E - P)$. Por tanto, lo mejor es empezar el proceso de cálculo del balance de agua en Junio. En este mes, $I - (E - P) = -13$ mm; por ello, no se producirá percolación sino que, por el contrario, tendrá lugar un descenso en la cantidad de humedad almacenada ($\Delta W = -13$ mm, línea 16). Al final del mes de Agosto, la extracción total de humedad del suelo se elevará a 48 mm. En Septiembre, un exceso de agua de riego de $I - (E - P) = 8$ mm reduce el déficit de humedad del suelo a 40 mm. En Octubre, un exceso de agua de riego de 67 mm se emplea en llevar la humedad del suelo hasta capacidad de campo y el resto (27 mm, línea 17) percola por debajo de la zona radicular. Desde el final de Octubre hasta el final de Mayo, el suelo está a capacidad de campo y la percolación neta profunda R^* será igual a $I - (E - P)$, que tiene un valor positivo.

Como en la Parte II, el balance de sales mensual se calcula por medio de la ecuación de almacenamiento de sales. El valor inicial de $Z_1 = 3000$ para Octubre (línea 18a), da lugar a un valor de $Z_2 = 3573$ en Septiembre (línea 20a); por tanto, $Z_1 = 5000$ es un valor estimado demasiado alto. Una interpolación lineal como la llevada a cabo en el apartado anterior conduce a un valor de $Z_1 = 4200$. Comprobando con $Z_1 = 4200$, se obtiene un valor final de $Z_2 = 4273$ que, para fines prácticos, se puede considerar como correcto. Los valores de la salinidad EC_e , obtenidos por medio de la $EC_{(25)}$, varían entre 7,4 (Noviembre) y 4,1 (Abril). Aunque se mantienen dentro de los límites permitidos, se presenta una oscilación de la salinidad mayor que en el caso de percolación constante.

Desde el punto de vista del diseño del sistema de riego, la distribución del agua de riego de una forma constante presenta ciertas ventajas. Sin embargo, la percolación queda limitada a los meses de invierno y alcanza valores más altos ($R = 118$ mm en Enero) que en el caso de percolación constante. Por tanto, se necesitará un sistema de drenaje de mayor capacidad.

Parte IV

Contenido de sales en el suelo constante

Se fija una salinidad constante a lo largo de los meses de $EC_e = 6$ mmhos/cm, o bien, de $EC_{fc} = 12$ mmhos/cm. Las exigencias de riego y de percolación, calculadas con las Ecs. (22) y (15), son bajas en invierno pero elevadas en verano: en Agosto son de 260 y 130 mm respectivamente; estos valores son superiores que los obtenidos en los casos II y III. Por tanto, el método no es práctico.

Discusión de los resultados presentados en la Tabla 1

En la práctica, nunca el riego se efectúa de forma que la cantidad de agua aportada o el agua que percola sea constante, tal y como se ha supuesto anteriormente. Es corriente, especialmente en relación con el diseño de fajas, surcos y determinación de la capacidad de los canales, aportar la misma cantidad de agua a intervalos que varían con la evapotranspiración, las necesidades específicas de los cultivos, el permitido déficit de humedad en el suelo, etc. Por tanto, los cálculos para establecer el balance de sales y agua en la zona radicular son, generalmente, más complicados que los indicados en la Tabla 1.

Otra complicación es la debida a las inevitables pérdidas de agua de riego en las parcelas que no se distribuyen en general uniformemente sobre el área a regar. En una parte de esta área, las pérdidas por percolación profunda pueden ser superiores a las necesidades de lavado mientras que, por el contrario, en otra parte del área puede suceder que sean inferiores.

Por tanto, si las inevitables pérdidas son considerablemente superiores a las necesidades de lavado, no serán necesarias aportaciones extra para el lavado de la salinidad del suelo (ver Cap. II, Vol. II). A pesar de éstas y otras complicaciones, puede ser posible, en la práctica llegar a una situación semejante a las de riego o percolación constante. Si el agua de riego es escasa, como suele suceder en regiones áridas o semi-áridas, el esquema de riego puede ser bastante semejante al de riego constante. En este caso, el sistema de drenaje vendrá determinado, principalmente, por la estación húmeda o fría, que es cuando son más favorables las condiciones para el lavado de la salinidad. Si el drenaje es el principal problema de un área donde el agua de riego disponible es abundante y las eficiencias del riego son bajas, el esquema del riego se aproximará al de percolación constante.

9.3.2 Suelos estacionalmente regados con ascenso capilar en el período de barbecho

A menudo, se alterna un cultivo de regadío con un período de barbecho, en el que el suelo se seca considerablemente y la humedad del suelo situado por debajo de la zona radicular asciende debido a la succión capilar (Fig.3).

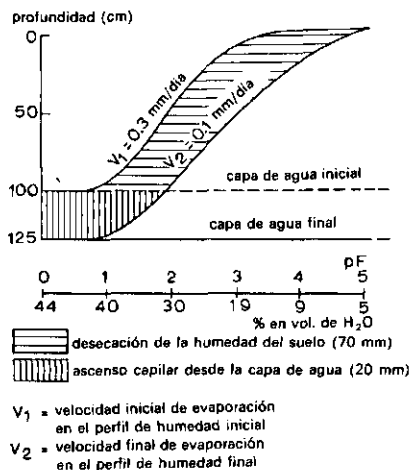


Fig. 3. Desecación de, y ascenso capilar a, el perfil del suelo durante un período de barbecho de un año (sin aporte subsuperficial de agua).

Durante un período de barbecho, la evaporación está regida por los factores climáticos y por la capacidad que el suelo tenga para perder humedad a la atmósfera (Cap. 19, Vol. III).

Por regla general, la evaporación disminuye considerablemente cuando las capas superiores se secan (efecto mulch). Como el desarrollo de las malas hierbas puede incrementar las pérdidas de humedad, puede ser muy útil el laboreo para conservar la humedad del suelo e impedir la resalinización debida al ascenso capilar.

Si no se alimenta la capa de agua del suelo por medio de flujos subsuperficiales (filtraciones), el ascenso capilar, incluso en climas muy secos, queda generalmente reducido, durante el período de barbecho, a 20 - 50 mm. Sin embargo, la desecación del suelo puede ser importante y puede llegar a 100 mm, e incluso a 200 mm. La mejor forma de obtener datos sobre el ascenso capilar para unas condiciones locales dadas, es muestrear el suelo al comienzo y al final del período de barbecho. El ascenso capilar durante ese período puede ser considerado como percolación negativa. También es válida para este período la Ec. (23), con I y EC igual a cero (no hay riego), siendo R^* negativo. Para el período de ascenso capilar, se puede tomar P igual a 1. La Tabla 2 ilustra las condiciones de un suelo que se cultiva y riega durante el invierno y que permanece en barbecho desde Abril hasta Octubre. Se supone que la desecación durante el

período de barbecho es de 100 mm y que el ascenso capilar es de 40 mm. Como la precipitación durante ese período es de 110 mm, la evapotranspiración será de 250 mm. Empleando la Ec.(22) se calcula la cantidad anual de agua de percolación: para ello se emplea la media ponderada de EC_i (2,5 mmhos/cm) y se obtiene un valor de 191 mm. Como el valor anual de $E - P$ es de 210 mm, la cantidad de agua de riego necesaria será de $191 + 210 = 410$ mm. Esta cantidad se reparte de la forma siguiente: 101 mm en Octubre y 60 mm para cada uno de los restantes meses de invierno. Esto está de acuerdo con las prácticas corrientes de riego, en las que se aporta una gran cantidad de agua antes de la siembra para humedecer el suelo y lavar las sales acumuladas cerca de la superficie.

Es razonable distinguir entre la desecación de la zona radicular (ΔW_r) y la del subsuelo (ΔW_s). Se supone que ésta última se produce entre el límite inferior de la zona radicular y la capa de agua.

Se supone que al aportar agua al suelo primeramente se recupera el contenido en humedad del suelo hasta llegar a la capacidad de campo. Solamente cuando la zona radicular queda a capacidad de campo se humedecerán capas más profundas.

Todo el exceso de riego que se aporta en Octubre sobre la evapotranspiración, $I - (E - P) = 96$ mm, se emplea para aumentar la humedad del suelo de la zona radicular ($\Delta W_r = +96$ mm, línea 11). En Noviembre, el citado exceso $I - (E - P) = 30$ mm, se emplea en llevar la zona radicular hasta capacidad de campo (4 mm) y el resto pasa a aumentar la humedad del subsuelo (26 mm, línea 12).

Hasta Diciembre no comienza el proceso de drenaje. Si D_r significa el drenaje, $D_r = I - (E - P) - \Delta W_s = 60 - 10 - 14 = 36$ mm. Empleando la Ec.(23), se calculan los balances mensuales de sales tomando como valores iniciales para Octubre los de $Z_1 = 2000$ y $Z_1 = 4000$; con estos valores se obtienen unos valores para Septiembre de $Z_2 = 2142$ y $Z_2 = 3698$ respectivamente (líneas 14 - 16). Por interpolación lineal y posterior comprobación, se toma el valor de $Z_1 = 2600$ como bueno para comenzar el proceso de cálculo.

Aplicando la Ec.(25) para calcular la conductividad eléctrica del extracto a saturación, se encuentra que EC_e varía entre 4,1 y 4,9, que son unos valores aceptables aunque la media anual de 4,4 sea ligeramente superior al límite impuesto. Esta diferencia es debida a que se ha supuesto que f es mayor durante el período de barbecho que durante el de cultivo ($f = 1,0$ y $f = 0,5$ respectivamente), hecho que no se tiene en cuenta en la ecuación de equilibrio de sales (Ec.(22)) con la que se calculan las necesidades de lavado.

TABLA 2. Balance de agua y sales en un suelo estacionalmente regado, con ascenso capilar durante el período de barbecho

1	Datos generales		$W_{fc} = 300 \text{ mm}; \quad \overline{EC}_e = 4; \quad \overline{EC}_{fc} = 8$							
2	Período		Año	Oct.	Nov.	Dic.	En.	Feb.	Marzo	Abr.-Sept.
3	Uso del suelo		Cereales en riego							
4	E	mm	640	55	80	70	70	70	45	250
5	P	mm	430	50	50	60	70	50	40	110
6	E - P	mm	<u>210</u>	5	30	10	0	20	5	140
7	EC_i		2,5	3	3	2	1	2	2	
8	f		0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	1,0
9	I	mm	401	101	60	60	60	60	60	0
10	R	mm	191	0	26	50	60	40	55	-40
11	ΔW_r	mm	0	+96	+4	0	0	0	0	-100
12	ΔW_s	mm	0	0	+26	+14	0	0	0	-40
13	Dr	mm	191	0	0	36	60	40	55	0
14a	Z ₁	EC mm		2000	2303	2344	2224	2041	1986	1874
15a	ΔZ	EC mm	+142	+303	+41	-120	-183	-55	-112	+268
16a	Z ₂	EC mm		2303	2344	2224	2041	1986	1874	<u>2142</u>
14b	Z ₁	EC mm		4000	4303	4259	3987	3637	3478	3236
15b	ΔZ	EC mm	-302	+303	-44	-272	-350	-159	-242	+462
16b	Z ₂	EC mm		4303	4259	3987	3637	3478	3236	<u>3698</u>
14c	Z ₁	EC mm		2600	2903	2919	2754	2521	2435	2284
15c	ΔZ	EC mm	+11	+303	+16	-165	-233	-86	-151	+327
16c	Z ₂	EC mm		2903	2919	2754	2521	2435	2284	<u>2611</u>
17	EC_e	mmhos/cm	4,4	4,3	4,8	4,9	4,6	4,2	4,1	3,8

9.3.3 Riesgo de alcalinización y lavado de sales

La estructura del suelo depende del tipo de los cationes intercambiables. En general, los cationes bivalentes tales como Ca^{++} y Mg^{++} prouneven una buena estructura del suelo, mientras que los cationes monovalentes como K^+ , y especialmente Na^+ , tienen un efecto empeorante produciendo, entre otras cosas, una mala permeabilidad del suelo (Cap.3, Vol.I). En suelos normales, los cationes Na^+ y K^+ están presentes solamente en un 5% de la capacidad de cambio; el resto corresponde principalmente al Ca y al Mg y, en suelos ácidos, también están presentes los iones de Al. Si el porcentaje de Na absorbido asciende por encima de 10, se pueden esperar problemas debidos al Na. El efecto adverso del Na es más pronunciado cuanta más arcilla hinchable (montmorillonita) esté presente en el suelo y cuanta menor sea la concentración total de sales en la humedad del suelo. Por tanto, el porcentaje de sodio intercambiable (ESP) no debe ser

superior a 10 en suelos arcillosos de baja salinidad ($EC_e = 4$ o menos).

Se puede tolerar un valor de $ESP = 15$ en suelos moderadamente salinos ($EC_e = 6-8$). El grado de saturación por sodio del complejo de cambio depende de la composición de la solución del suelo y está relacionado con la razón de adsorción de sodio, SAR, por medio de:

$$SAR = Na / \sqrt{\frac{1}{2}(Ca + Mg)} \quad (26)$$

donde Na, Ca, y Mg son concentraciones en meq/l. La relación entre ESP del suelo y el SAR del extracto a saturación viene dado por (RICHARDS y otros, 1954).

$$ESP = \frac{100 (-0,0126 + 0,01475 SAR)}{1 + (-0,0126 + 0,01475 SAR)} \quad (27)$$

Para valores del SAR comprendidos entre 2 y 30 el SAR y el ESP son aproximadamente iguales, en condiciones de equilibrio. La condición de $ESP < 10 - 15$ puede reemplazarse por la de SAR del extracto a saturación $< 9 - 14$.

En la Ec.(26) puede verse que un incremento en la concentración salina en la humedad del suelo, lleva consigo un incremento del SAR proporcional a la raíz cuadrada de dicho incremento. Si esta concentración se multiplica por tres, el valor del SAR quedará multiplicado por 1,73.

La Tabla 3 muestra un agua de riego que contiene Cl Na, cuyo SAR es de 10. Este agua entra en el suelo y se concentra más debido a la evapotranspiración. Si la humedad del suelo se hace 3 veces más concentrada que el agua de riego, el extracto a saturación quedará 1,5 veces más concentrado y por tanto, su valor del SAR ascenderá a $10 \times \sqrt{1,5} = 12,3$, que es aproximadamente el máximo valor permisible. La salinidad de la solución del suelo es todavía suficientemente baja ($EC_{fe} = 9,6$ correspondiente a un valor de $EC_e = 4,8$). Por tanto, para evitar problemas debidos al sodio, la intensidad del lavado debe ser tal que no se supere (o sólo muy débilmente) el valor de $EC_e = 4,8$. De esto resulta que, en este caso y bajo estas condiciones, las necesidades de lavado vienen determinadas por el riesgo de alcalinización más que por la concentración total de sales.

Como las variaciones estacionales tienen poco efecto, se pueden emplear concentraciones medias anuales para el cálculo del equilibrio del intercambio de cationes. Este se explica por el hecho de que, aunque el proceso de intercambio

TABLA 3. Efecto debido a la concentración en un agua de riego conteniendo ClNa

	Composición iónica en meq/l, EC en mmhos/cm a 25 °C								
	Na	Mg	Ca	HCO ₃	Cl	SO ₄	C _{tot}	EC	SAR
agua de riego	23,0	4,4	6,3	1,4	19,0	12,6	33,4	3,2	10,0
humedad del suelo a capacidad de campo concentración $\times 3$	69,0	13,2	18,9	4,2	57,0	37,8	100,0	9,6	17,3
extracto a saturación concentración $\times 1,5$	34,5	6,6	9,4	2,1	28,5	18,9	50,0	4,8	12,3

de iones sea bastante rápido, la gran cantidad de iones intercambiables presentes en el suelo actúan como un tampón. La deterioración de la estructura del suelo debidos a los intercambios entre iones descritos es un proceso lento, que requerirá varios años para llevarse a cabo.

9.4 Influencia de sales poco solubles presentes en el agua de riego

9.4.1 Solubilidad de sales poco solubles

Generalmente, el agua de riego contiene sales de alta y baja solubilidad. Se define la solubilidad de una sal como su concentración en una solución saturada. Se consideran que son muy solubles aquellas sales que como el NaCl, MgSO₄, y CaCl₂, precipitan en la solución del suelo cuando sus concentraciones son muy superiores a las máximas permitidas para el desarrollo de las plantas. Se denominan sales débilmente solubles a aquellas que precipitan a concentraciones inferiores a las que pueden dañar a las plantas. Las más importantes son los carbonatos de magnesio y calcio (MgCO₃ y CaCO₃) y el yeso (CaSO₄ · 2H₂O). La presencia de estas sales en el agua de riego puede tener una gran importancia en el balance de sales del suelo.

La solubilidad del MgCO₃ y del CaCO₃ depende de la temperatura, del pH, de la concentración de otras sales en la solución del suelo y de la concentración en CO₂ (anhídrido carbónico) en la atmósfera del suelo. En la mayoría de los casos, el MgCO₃ y el CaCO₃ se presentan al mismo tiempo. En condiciones medias

del suelo, la concentración conjunta de ambos carbonatos puede ser de unos 10 meq/l. Esto significa una aportación a la conductividad eléctrica total de la solución del suelo de 0,8 mmhos/cm. Se puede determinar más exactamente la concentración de CaCO_3 por medio del gráfico presentado en la Fig.5, que está basado en los datos publicados por BOWER y otros (1965) que, a su vez, utilizó ampliamente los primeros estudios hechos por LANGELEIR en 1936. Seleccionando en el eje derecho de la figura, se encuentra la combinación, particular para cada caso, de la presión de CO_2 y la concentración total de la solución. Por este punto, se traza una línea recta de tal forma que corte al eje de Ca y al de HCO_3 en puntos correspondientes al mismo valor. Entonces, estos valores indican la solubilidad del CaCO_3 en ese caso concreto. Por ejemplo, si $P_{\text{CO}_2} = 0,01$ atm (correspondiente a un contenido de CO_2 en la atmósfera del suelo = 1%) y si la concentración salina total de la solución del suelo es de $C_t = 60$ meq/l, se encuentra que se satisface la condición de que las concentraciones de Ca^{++} y de HCO_3^- sean iguales trazando la línea de forma que éstas valgan 5 meq/l.

Si, en la solución del suelo existe una diferencia entre las concentraciones de Ca y de CO_3H , persistirá esta diferencia después de producirse la precipitación. Como sucede en el caso de la precipitación del CaCO_3 , cada meq de Ca toma un meq de HCO_3 (precipitación estequiométrica). Si por ejemplo, $P_{\text{CO}_2} = 0,01$ atm. $C_t = 100$ meq/l y la diferencia inicial de concentraciones es de 2 meq/l a favor de HCO_3 , se encuentran los valores de 6,2 meq/l para HCO_3 meq/l para Ca.

Se conoce mucho menos sobre la solubilidad del MgCO_3 , aunque se supone que es un compuesto al menos tan soluble que el CaCO_3 . Sin embargo, el Mg probablemente precipita junto con el Ca y forma la sal doble, llamada dolomita, $\text{CaCO}_3 \cdot \text{MgCO}_3$. Disolviendo este compuesto en agua se observa que las concentraciones, en meq/l, de Ca y Mg son iguales. Por tanto, si se presentan juntos CaCO_3 y MgCO_3 en estado sólido, se puede atribuir, aproximadamente, al valor de la concentración de Ca + Mg un valor igual al doble del obtenido para el Ca en la Fig.4. La solubilidad del yeso depende mucho de la concentración de las otras sales. Se puede suponer, en general, que la solubilidad conjunta de $\text{CaCO}_3 \cdot \text{MgCO}_3 + \text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ es, aproximadamente, igual a 40 meq/l; este valor se corresponde con una conductividad eléctrica de 3,3 mmhos/cm. En suelos muy salinos, la solubilidad es mayor.

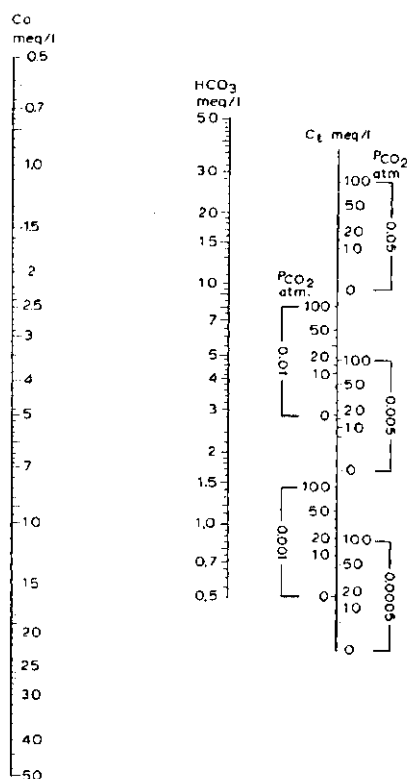


Fig.4. Solubilidad del CaCO_3 a 25°C (modificado por BOWER y otros, 1965).

La precipitación de las sales pocos solubles tiene dos efectos importantes:

- un efecto favorable sobre la salinidad total: la concentración total será menor que la que sería si todas las sales permaneciesen en solución
- un efecto desfavorable sobre el riesgo de alcalinización: la concentración relativa de Na aumenta conforme lo hace el valor del SAR.

9.4.2 Clasificación del agua de riego con relación al contenido en bicarbonatos y en yeso

La clasificación de las agua de riego siguiente, puede ayudar a evaluar las necesidades de lavado cuando contienen sales poco solubles:

Clase I	$Mg + Ca < HCO_3 + CO_3$
Clase II	$Mg + Ca > HCO_3 + CO_3$ $Ca < HCO_3 + CO_3 + SO_4$
Clase III	$Mg + Ca > HCO_3 + CO_3$ $Ca > HCO_3 + CO_3 + SO_4$
Clase IV	$HCO_3 + CO_3 + SO_4$ despreciable

Cuando se encuentra agua de la Clase I en el suelo, su Mg y Ca precipitarán en forma de carbonatos. Todas las sales de Na y K permanecerán en solución. El peligro de alcalinización aumenta al aumentar el valor de RSC (Carbonato de sodio residual), es decir, el valor de $(HCO_3 + CO_3) - (Mg + Ca)$.

Con agua de la Clase II, parte del Ca y Mg precipitará en forma de carbonatos y yeso. Como el yeso es más soluble que los carbonatos, generalmente quedará en solución una cantidad bastante grande de Ca + Mg. Por tanto, el peligro de alcalinización será menor que con agua de Clase I. Todas las sales de Na y K permanecerán, también en solución.

Como una primera aproximación se puede estimar la cantidad de sulfatos muy solubles por medio de la expresión: $(HCO_3 + CO_3 + SO_4) - Ca$. Con agua de la Clase III, como sucede con las de la Clase II, parte del Ca y Mg precipitará en forma de carbonatos y yeso. Sin embargo, en este caso la concentración de Ca + Mg será superior a la solubilidad de las sales poco solubles, lo cual significa que el peligro de alcalinización será reducido.

El anión predominante en las aguas de la Clase IV es el cloruro y, por ello, no son de esperar precipitaciones.

9.4.3 Ajuste de ecuaciones

La mejor forma de hacer ajustes en las ecuaciones de equilibrio de sales y de almacenamiento de sales es considerar las sales muy solubles y las poco solubles por separado. Suponiendo que algunos de los compuestos débilmente solubles están presentes en estado sólido, su contribución en la concentración total de sales será constante e igual a sus concentraciones de saturación. En consecuencia, si en el suelo están presentes $MgCO_3$ y $CaCO_3$ en forma sólida, la Ec. (20) toma la forma:

$$\begin{aligned}
 EC_e &= EC_{e(\text{carbonatos})} + EC_{e(\text{sales muy solubles})} \\
 &\approx 0,8 + 0,5 EC_{fc(\text{sales muy solubles})} \\
 &\approx 0,8 + \frac{C_{fc(\text{sales muy solubles})}}{24}
 \end{aligned} \tag{28}$$

De igual forma, si en el suelo está presente en forma sólida el compuesto $MgCO_3 + CaCO_3 + CaSO_4 \cdot 2H_2O$, la Ec.(20) se transforma en:

$$\begin{aligned}
 EC_e &= 3,3 + EC_{e(\text{sales muy solubles})} \\
 &\approx 3,3 + 0,5 EC_{fc(\text{sales muy solubles})} \\
 &\approx 3,3 + \frac{C_{fc(\text{sales muy solubles})}}{24}
 \end{aligned} \tag{29}$$

Por tanto, después de haber hecho la corrección debida a las sales poco solubles, se pueden emplear las ecuaciones de equilibrio de sales (22) y de almacenamiento de sales (23) correspondientes a las sales muy solubles. Hay que tener en cuenta que las Ecs.(28) y (29) son solamente aproximaciones ya que, como se ha dicho anteriormente, la solubilidad de las sales poco solubles es bastante variable. Como la solubilidad del yeso aumenta al aumentar la salinidad del suelo, si $EC_{fc(\text{sales muy solubles})}$ es alto la Ec.(29) tiende a evaluar por defecto el valor de EC_e . Por otra parte, tiende a sobrevalorar el efecto real que el yeso tiene en el desarrollo de las plantas. Esto es debido a que en las condiciones reales del suelo en el campo, las concentraciones de las sales altamente solubles son, al menos, dos veces más elevadas que en el extracto a saturación; sin embargo, las concentraciones de las sales poco solubles, cuando estas sales están también presentes en estado sólido, permanecen invariables. Como la minusvaloración y la sobrevaloración citada se contrarrestan entre sí, la Ec.(29) da una descripción de la situación real suficientemente buena para fines prácticos.

9.4.4 Ejemplo en el que el agua de riego contiene yeso

En la Tabla 4 se presentan los balances mensuales de agua y sales de un suelo regado con agua en la que predomina el yeso. En la línea 2 se dan las concentraciones medias anuales de sales. Los altos valores de Ca y SO_4 indican que el agua de riego está casi saturada de yeso. Como $Mg + Ca > HCO_3$ y $Ca < HCO_3 + SO_4$,

TABLA 4. Riego constante con agua en la que predomina el yeso

1	Datos generales		Unidades	Empleo del suelo: Praderas a lo largo del año												
				$W_{f.c.} = 300 \text{ mm}$	$EC_e = 0,5$	$EC_{f.c.}$	solamente para sales muy solubles (s.m.s.)									
				$f = 0,5$	$EC_i = 0,9$	mmhos/cm	solamente para sales muy solubles (s.m.s.)									
2	iones en el agua de riego		-	Na	Mg	Ca	total cationes	HCO_3	Cl	SO_4	total aniones					
	concentración	mg/l	72	95	608	-	182	101	1660							
	peso equivalente	-	23	12	20	-	61	35,5	48							
	concentración	meq/l	3	8	30	41	3	3	35	41						
3	período		-	Año	Oct.	Nov.	Dic.	En.	Feb.	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Ag.	Sept.
4	I	mm	1488	124	124	124	124	124	124	124	124	124	124	124	124	124
5	E - P	mm	1119	80	55	34	30	42	71	91	127	150	168	157	114	114
6	ΔW_r	mm	0	+44	+52	0	0	0	0	0	-3	-26	-44	-33	+10	+10
7	R	mm	369	0	17	90	94	82	53	33	0	0	0	0	0	0
8	Z_1 (s.m.s.)	EC mm	2200	2312	2351	2114	1870	1703	1656	1662	1662	1774	1886	1998	2110	2110
9	ΔZ (s.m.s.)	EC mm	+22	+112	+39	-237	-244	-167	-47	+6	+112	+112	+112	+112	+112	+112
10	Z_2 (s.m.s.)	EC mm	2312	2315	2315	2114	1870	1703	1656	1662	1774	1886	1998	2110	2110	2222
11	EC_e (s.m.s.)	mmhos/cm	3,3	3,7	3,9	3,9	3,5	3,1	2,8	2,8	2,8	3,0	3,1	3,3	3,3	3,5
12	EC_e (yeso)	mmhos/cm	3,3	3,3	3,3	3,3	3,3	3,3	3,3	3,3	3,3	3,3	3,3	3,3	3,3	3,3
13	EC_e (total)	mmhos/cm	6,6	7,0	7,2	7,2	6,8	6,4	6,1	6,1	6,1	6,3	6,4	6,6	6,6	6,8

este agua pertenece a la Clase II (Apt.9.4.2). En la solución permanecen todos los cloruros (3 meq/l) y todos los bicarbonatos y sulfatos no ligados al Ca, que se estiman en unos 8 meq/l (es decir, $\text{HCO}_3 + \text{CO}_3 + \text{SO}_4 - \text{Ca}$), por tanto, la concentración total de sales muy solubles en el agua de riego será de 11 meq/l, y, en consecuencia, $\text{EC}_{i(\text{s.m.s.})} = \frac{11}{12} = 0,9 \text{ mmhos/cm}$.

Se aplica el agua de riego a razón de 124 mm por mes (línea 4). Los valores de la percolación (línea 7), se obtiene conociendo los de la cantidad de agua aplicada (línea 4), los de E - P (línea 5) y los de los cambios en la cantidad de agua almacenada (línea 6). Se observará que sólo en los meses de Noviembre a Mayo se lava el suelo. En las líneas 8, 9 y 10 se calcula el almacenamiento mensual de sales para las sales muy solubles; se emplea, la Ec.(23) y se sigue un procedimiento semejante al empleado en el Apt.9.4.1. A continuación y usando la Ec.(25) se calcula el valor de EC_e de las sales muy solubles para el comienzo de cada mes (línea 11). Para obtener la conductividad eléctrica total del extracto a saturación, se añade a los valores de $\text{EC}_{e(\text{s.m.s.})}$ el correspondiente a una solución saturada de carbonatos de Ca y Mg y de yeso (3,3 mmhos/cm - línea 13). El valor máximo encontrado al comienzo de Noviembre, es el límite superior tolerado por la mayoría de los cultivos.

En la Tabla 4, se puede observar que el Ca + Mg precipitan en el suelo de la forma siguiente. El aporte de Ca + Mg es igual al producto de la cantidad de agua de riego aplicada por su concentración de Ca + Mg ($1488 \text{ l/m}^2 \times 38 \text{ meq/l} = 56500 \text{ meq/m}^2$). La salida de Ca + Mg, es a lo sumo, igual al producto de la cantidad de agua de lavado por su concentración saturada de Ca + Mg y yeso ($396 \text{ l/m}^2 \times 40 \text{ meq/l} = 14800 \text{ meq/m}^2$). La diferencia entre el Ca + Mg aportado y el extraído representará la cantidad de Ca + Mg precipitado en el suelo ($56500 - 14800 = 41700 \text{ meq/m}^2$). Como ésto sucederá principalmente en forma de Yeso (peso equivalente de $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O} \approx 86$), se estima que una cantidad de $41700 \times 86 \times 10^{-6} = 3,6 \text{ kg}$ de yeso precipita anualmente por metro cuadrado de suelo. Este precipitado no es perjudicial para las plantas. Suelos regados con agua que contiene yeso, se van haciendo ricos en yeso y en carbonatos de Ca y Mg y, tras siglos de cultivo, pueden incluso componerse principalmente de estos precipitados.

9.4.5 Ejemplo en el que el agua de riego contiene bicarbonato de calcio

Se demostrará el efecto de la precipitación de bicarbonatos concentrando gradualmente un agua de riego que contiene $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$ y cuya calidad es excelente ($\text{EC}_i = 0,45$ mmhos/cm); ver Tabla 5. Aumentando la concentración hasta 10 veces la inicial, precipitará Ca en forma de carbonato (línea 2). Con la ayuda de la Fig.4 y teniendo en cuenta que se mantendrá la diferencia de concentración entre el Ca (38 meq/l) y el HCO_3 (36 meq/l), se puede determinar aproximadamente la concentración de equilibrio de Ca y HCO_3 . Si para la concentración después de la precipitación se da, por tanteo, un valor de $C_t = 20$, con el nomograma de la Fig.4 se obtiene que Ca = 5,8 meq/l y $\text{HCO}_3 = 3,8$ meq/l. La concentración total, obtenida sumando las concentraciones de los diferentes cationes, es ahora de $C_t = 15$ meq/l (línea 3). La Figura 4 muestra que las concentraciones de Ca y HCO_3 obtenidas con este último valor de C_t son muy semejantes a las encontradas al emplear el valor de $C_t = 20$ meq/l.

TABLA 5. Concentración de un agua de riego en la que predomina $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$

	Na	Ca	HCO_3	Cl	SO_4	C_t	EC	SAR
1 agua de riego	0,9	3,8	3,6	0,6	0,6	4,8	0,45	0,65
2 10 veces concentrada, suponiendo que no se produce precipitación de sales	9	(38)	(36)	6	6	(48)	(4,5)	-
3 10 veces concentrada después de la precipitación de sales	9	6	4	6	6	15	1,2	5,2
4 20 veces concentrada, suponiendo que no se produce precipitación de sales	18	(76)	(72)	12	12	96	(9,0)	-
5 20 veces concentrada después de la precipitación de sales	18	8	4	12	12	26	2,2	9,0

composición iónica en meq/l; EC en mmhos/cm; $P_{\text{CO}_2} = 0,01$ atm

El valor del SAR, después de concentrar el agua de riego 10 veces, es de 5,2. Incluso si el agua de riego se concentra 20 veces (líneas 4 y 5), se obtienen unos valores de la salinidad bastante bajos ($EC \approx 2,2$ mmhos/cm) y un valor del SAR razonablemente bajo ($SAR = 9,0$).

9.4.6 Ejemplo en el que el agua de riego contiene bicarbonato sódico

En la Tabla 6 se presenta un agua de riego en la que predomina el $NaHCO_3$, de baja concentración salina y, aparentemente, de excelente calidad ($EC = 0,48$ mmhos/cm, $SAR = 2,3$). Sin embargo, la dominancia del HCO_3 sobre el Ca hace que este agua sea menos apropiada. Si $P_{CO_2} = 0,05$ atm (5% de CO_2 en el aire del suelo), un incremento de la concentración hasta 5 veces su valor inicial todavía es aceptable sin embargo, si ese aumento es de hasta 10 veces el valor de la concentración inicial del agua de riego, se podría llegar a valores altos del SAR. Una base segura sobre la que calcular las necesidades de lavado es la de un incremento de hasta 5 veces la concentración inicial. Si, por ejemplo, $E = 1500$ mm/año, $P = 500$ mm/año y $f = 0,5$, por medio de la Ec.(14) se obtiene:

$$R = \frac{(1500 - 500) C_i}{0,5 (5 C_i - C_i)} = \frac{1000}{0,5 \times 4} = 500 \text{ mm/año}$$

La conductividad eléctrica de equilibrio de la humedad del suelo EC_{fc} será igual a sólo 1,5 mmhos/cm y, por tanto, el valor de EC_e aproximadamente igual a 0,50 $EC_{fc} = 0,75$ mmhos/cm. Por ésto, es en este caso el valor del SAR, en vez del de EC_e , el que impone las necesidades de lavado.

Si no se produce un lavado adecuado, el regar con agua de este tipo puede dar lugar a suelos muy sódicos. En la capa superior, el $NaHCO_3$ puede incluso perder CO_2 a la atmósfera y transformarse en Na_2CO_3 . Si en el suelo existe magnesio en cantidad suficiente como para producir la precipitación de $MgCO_3$ junto con $CaCO_3$, se puede atribuir aproximadamente a la concentración de Ca + Mg un valor igual a dos veces los valores obtenidos para el Ca. Esto produce una disminución del peligro de alcalinización y de las necesidades de lavado.

TABLA 6. Concentración de un agua de riego en la que predomina NaHCO_3

	Na	Ca	HCO_3	Cl	SO_4	C_t	EC	SAR
1 agua de riego	2,5	2,4	3,3	1,3	0,5	5,0	0,42	2,3
2 5 veces concentrada, suponiendo que no se produce precipitación de sales	12,5	(12,0)	(16,5)	6,5	2,5	(25,0)	(2,1)	-
3 5 veces concentrada después de la precipitación de sales	12,5	4,5	9,0	6,5	2,5	17,5	1,5	8,3
4 10 veces concentrada, suponiendo que no se produce precipitación de sales	25	(24)	(33)	13	5	(50)	(4,2)	-
5 10 veces concentrada después de la precipitación de sales	25	3	12	13	5	29	2,4	20,4

composición iónica en meq/l; EC en mmhos/cm a 25 °C; $P_{\text{CO}_2} = 0,05 \text{ atm}$

9.5 Teoría del lavado de sales en el suelo

Cuando se lavan suelos salinos para su recuperación, o cuando una vez recuperado se aplica un exceso de agua de riego para mantener un bajo contenido salino del suelo, siempre se produce una intrusión de fluido que desplaza a la solución del suelo con la que se supone que es completamente miscible. Los siguientes modelos teóricos pueden servir para ilustrar el proceso del movimiento del soluto a través de materiales porosos (Fig.5):

- recipiente único
- recipiente único con derivación
- series de recipientes
- columna continua.

Se supone que no existe ninguna interacción química o física entre el soluto, la solución y el suelo.

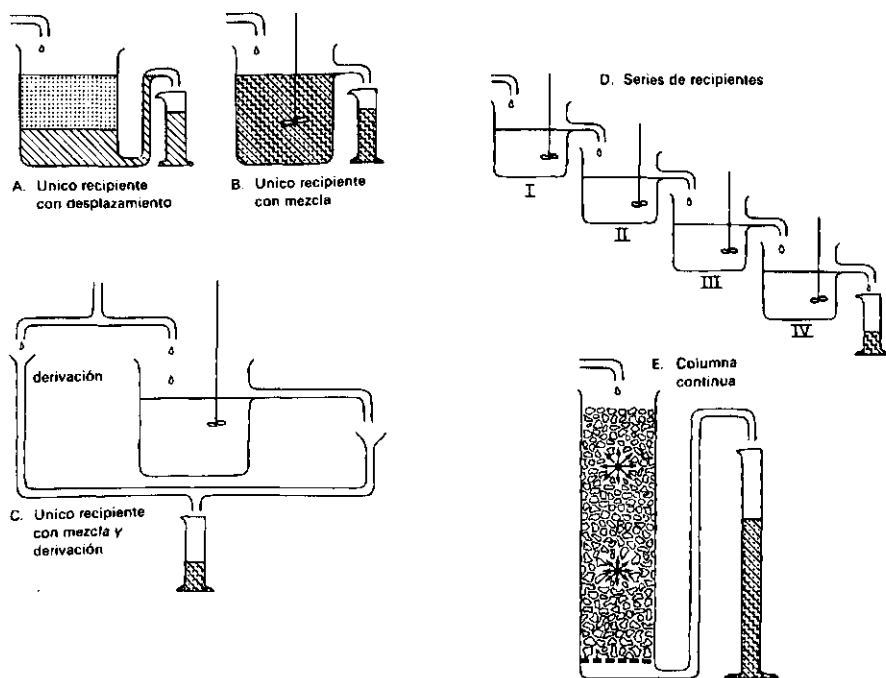


Fig. 5. Modelos teóricos para ilustrar el proceso del movimiento del soluto a través de materiales porosos.

9.5.1 Un Único recipiente

Sea un recipiente abierto cuyo volumen es V y que está lleno con agua de concentración C_o . Manteniendo el nivel del agua en el recipiente constante, se desplaza gradualmente el agua salina con agua dulce de concentración C_i . Tal situación se presentó en Holanda cuando se separó el Lago IJssel del mar, en 1932. En unos pocos años, el lago se convirtió en uno de agua dulce debido a la influencia del Rfo IJssel. Se pueden distinguir dos condiciones de lavado extremas: una en la que no se produce mezcla del agua dulce con el agua del mar, y otra, en la que tiene lugar una mezcla completa (Fig. 6).

Si no se produce mezcla, el agua del mar es sencillamente desplazada por el agua dulce a un caudal Q (movimiento de un pistón, Fig. 6A). Para $T = V/Q$, cuando toda el agua del mar se haya reemplazado por agua dulce, la concentración real del agua afluyente (C_u) cambiará bruscamente desde $C_u = C_o$ hasta $C_u = C_i$. Raramente tiene lugar este proceso en la naturaleza.

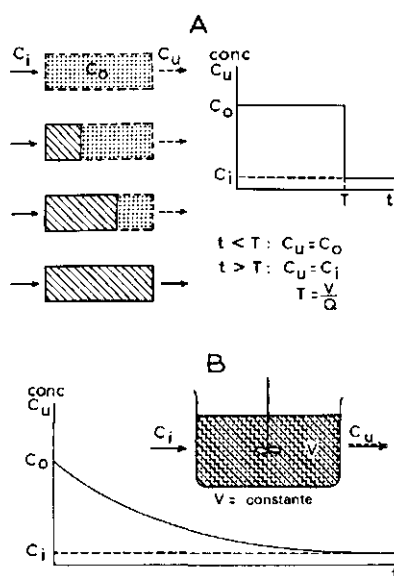


Fig. 6. Desalinización de un recipiente.

Sí en el recipiente se produce una mezcla total y si el volumen de agua en el recipiente es constante, la ecuación del balance de sales es de la forma (Fig. 6B):

$$C_i Q dt = C_u Q dt + V dC \quad (30)$$

donde

C = concentración salina media de la solución contenida en el recipiente

C_i = concentración salina del agua que entra en el recipiente

C_u = concentración salina del agua que sale del recipiente.

Cuando la mezcla es completa, $C_u = C$, y la Ec.(30) se transforma en:

$$\frac{dC}{C - C_i} = - \frac{Q}{V} dt$$

Integrando esta ecuación entre los límites $C = C_o$ para $t = 0$ y C para el tiempo t , se obtiene la solución que es de la forma:

$$C_u = C = C_i + (C_o - C_i)e^{-t/T} \quad (31)$$

donde C_o es la concentración salina de la solución originalmente contenida en el recipiente, y $T = V/Q$.

Este resultado está bastante de acuerdo con observaciones hechas en algunos lagos de poca profundidad (del tipo del Lago IJssel). Igualmente bien se aplica la Ec.(30) a la zona radicular de un suelo sometido a lavado de sales, siempre que se suponga que la zona radicular es como un recipiente único en el que se produce una mezcla completa.

9.5.2 Recipiente con derivación

Es muy poco probable que el agua de riego o de lluvia se mezcle totalmente con la solución del suelo. Parte de ella se mueve por los canales grandes (grietas, canales de raíces) y llega al límite inferior de la zona radicular sin haberse mezclado con la solución del suelo. Este hecho viene expresado por la ecuación:

$$C_u = fC + (1 - f) C_i \quad (32)$$

que indica que una parte del agua aportada, de concentración C_i , es igual a f saldrá de la zona radicular con una concentración C igual a la de la solución del suelo y que el resto, $1 - f$, saldrá con la concentración C_i . Combinando las Ecs.(32) y (30) se obtiene, haciendo $C = C_o$ para $t = 0$

$$C = C_i + (C_o - C_i)e^{-ft/T} \quad (33)$$

en la que f es la eficiencia de lavado. Para $C_i = 0$, la Ec.(33) se transforma en

$$C = C_o e^{-ft/T} \quad (34)$$

Este modelo de un único recipiente fué el que se empleó en las secciones anteriores como base para elaborar los estudios de balances de sales.

9.5.3 Series de recipientes

Si se observa más atentamente el proceso de lavado de un suelo, resulta claro que no es muy probable que se produzca una mezcla completa a lo largo de toda la zona radicular (a menudo de 1 m o más). Para considerar límites dentro de los cuales se produce una mezcla completa, se puede suponer al suelo constituido por diferentes recipientes por ejemplo correspondientes a capas del suelo

de 0 - 20, 20 - 40, 40 - 60 y 60 - 80 cm de profundidad. Cada recipiente recibe el agua que sale del situado por encima de él; en cada recipiente se produce una mezcla completa (Fig.5D). Para un agua de riego de concentración C_i y para una eficiencia de lavado f , se encuentran las siguientes expresiones para la concentración salina en los diferentes recipientes todos de igual volumen (Fig.7):

$$1^{\text{er}} \text{ recipiente: } C_I = C_i + (C_o - C_i)e^{-ft/T}$$

$$2^{\text{o}} \text{ recipiente: } C_{II} = C_i + (C_o - C_i) \left(1 + \frac{ft}{T}\right)e^{-ft/T}$$

$$3^{\text{er}} \text{ recipiente: } C_{III} = C_i + (C_o - C_i) \left(1 + \frac{ft}{T} + \frac{f^2 t^2}{2T^2}\right)e^{-ft/T}$$

$$4^{\text{o}} \text{ recipiente: } C_{IV} = C_i + (C_o - C_i) \left(1 + \frac{ft}{T} + \frac{f^2 t^2}{2T^2} + \frac{f^3 t^3}{2T^3}\right)e^{-ft/T}$$

$$\text{recipiente N: } C_N = C_i + (C_o - C_i)e^{-ft/T} \cdot \sum_{n=0}^{n=N-1} \left(1 + \frac{f^n t^n}{n! T^n}\right) \quad (35)$$

donde $n! = 1 \times 2 \times 3 \times \dots \times n$.

9.5.4 Columna continua

De hecho, el suelo no está constituido por varios recipientes separados, sino que es una columna continua. La mezcla con la solución del suelo se produce en todas las profundidades, aunque solamente es efectiva dentro de unos límites (Fig.5E).

GLUECKAUF (1949) desarrolló una teoría sobre el comportamiento de tales columnas. Para la desalinización de un suelo, encontró la siguiente expresión (Fig.8):

$$C = \frac{1}{2}C_o \left[\operatorname{erfc} \left(\frac{v - ax}{2v} \sqrt{\frac{v}{ak}} \right) - e^{x/k} \operatorname{erfc} \left(\frac{v + ax}{2v} \sqrt{\frac{v}{ak}} \right) \right] \quad (36)$$

donde

- C_o = concentración salina inicial de la humedad del suelo
- v = cantidad de agua percolada desde que comenzó el lavado
- a = fracción del volumen de suelo lleno con agua
- x = profundidad
- $2k$ = longitud en la que realmente se produce mezcla

$$\operatorname{erfc}(z) = 1 - \operatorname{erf}(z) = 1 - \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^z e^{-z^2} dz$$

Las funciones de error (erf) y las funciones de error complementarias (erfc), se estudian en el Cap.13.3, Vol.II.

Haciendo $p = v/ax$ y $N = x/2k$, la Ec.(36) se transforma en:

$$C = \frac{1}{2} C_0 \left[\operatorname{erfc} \left(\frac{p-1}{\sqrt{2p}} \sqrt{N} \right) - e^{2N} \operatorname{erfc} \left(\frac{p+1}{\sqrt{2p}} \sqrt{N} \right) \right] \quad (37)$$

Comparando las Ecs.(37) y (35) se deduce que N significa lo mismo en las dos ecuaciones (número de "recipientes" por encima de la profundidad x). El producto pN es comparable con t/T , de la Ec.(35). Como se apreciará en las Figs.7 y 8, las diferencias entre ambos métodos son, en la práctica, despreciables.

En casos más complicados, se puede emplear métodos numéricos, por ejemplo, donde el valor de la eficiencia de lavado f o la longitud efectiva de mezcla $2k$ no son constantes sino que varían con la profundidad. En métodos de este tipo, el perfil del suelo se divide, como antes, en un número de recipientes separados cuyo volumen es proporcional a la longitud efectiva de mezcla de cada recipiente. Además, éstos recipientes van provistos de las derivaciones apropiadas para tener en cuenta variaciones en el valor de f . Tomando pequeños incrementos en el valor del tiempo o en el volumen de agua añadida, se pueden calcular todos los cambios en el sistema.

9.5.5 Ejemplo de cálculo

A modo de ejemplo se calculará la desalinización por agua de lluvia del siguiente perfil:

capa del suelo, en cm	0 - 25	25 - 50	50 - 75	75 - 100
EC_e , en mmhos/cm	12	18	24	28

Como la concentración salina no es la misma a lo largo de todo el perfil, se puede calcular el proceso de lavado por medio de la Ec.(35) aplicando el principio de superposición.

$$C_I = C'_0 e^{-t/T}$$

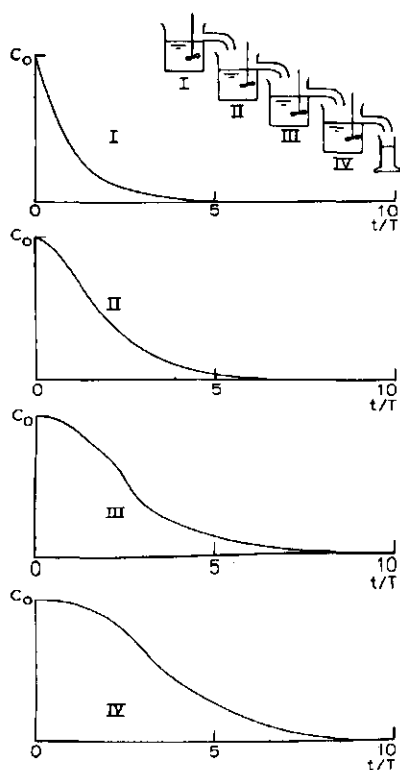
$$C_{II} = C'_{II} + C''_{II} = C'_0 (1 + t/T) e^{-t/T} + (C''_0 - C'_0) e^{-t/T}$$

etc.

donde C'_0 es la concentración salina de la solución del suelo en la primera capa, C''_0 lo es para la segunda capa, etc.

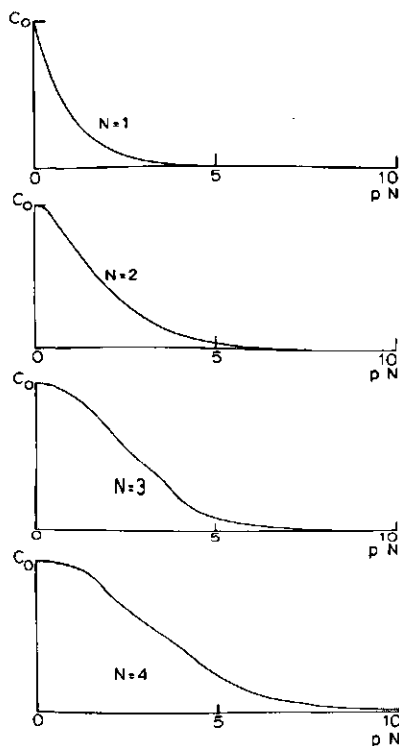
El término $(C''_0 - C'_0) e^{-t/T}$ tiene el mismo signo que la expresión $(C''_0 - C'_0)$. Como en este ejemplo la concentración salina de las diferentes capas aumenta con la profundidad, todos los términos son positivos.

Se quiere saber, por ejemplo, la desalinización producida por cada 80 mm de lluvia. Se supone que la eficiencia de lavado f es igual a 1. Suponiendo que $W_{fc} = 0,5$, la cantidad total de agua en una capa de 25 cm será igual a 125 mm. Como



$$C_N = C_i + (C_0 - C_i) e^{-t/T} \sum_{n=0}^{N-1} \left(1 + \frac{t}{n! T^n} \right)$$

Fig. 7. Desalinización de 4 recipientes en serie.



$$C = \frac{C_0}{2} \left[\operatorname{erfc} \left(\frac{p-1}{\sqrt{2p}} \sqrt{N} \right) - e^{2N} \operatorname{erfc} \left(\frac{p+1}{\sqrt{2p}} \sqrt{N} \right) \right]$$

Fig. 8. Desalinización de una columna continua de suelo.

$t/T = Qt/W$, se pueden calcular los valores de t/T a partir de los datos de lluvia, de los de Qt y de los de W para una capa de 25 cm.

Cantidad de agua de lluvia (en mm)	80	160	240	320	400	480	560	640
t/T	0,64	1,28	1,92	2,56	3,20	3,84	4,48	5,12

La Tabla 7 explica el proceso de cálculo (ver pag.97). También se puede calcular la desalinización por medio de un método numérico. Como el lavado comienza con una mezcla del agua de riego o de lluvia, concentración C_i , con el agua del suelo de la primera capa, concentración C_{s1} , la concentración de la solución del suelo después de producirse la citada mezcla C_{x1} , será igual a:

$$a \text{ mm de agua aportada} \times C_i + b \text{ mm de agua del suelo} \times C_{s1} = (a + b) \times C_{x1}$$

Si la cantidad de agua retenida en la primera capa es igual a c mm, una cantidad igual a $(a - c)$ con una concentración C_{x1} percolará en profundidad y se mezclará con el agua existente en la segunda capa del suelo. La concentración salina de la solución del suelo de la segunda capa después de mezclarse C_{x2} , se puede calcular de igual forma que antes:

$$(a - c) C_{x1} + d C_{s2} = (a - c + d) C_{x2}$$

Para simplificar los cálculos y suponer las mismas condiciones que las existentes en el caso calculado con la Ec.(35), se supone que:

- $C_i = 0$
- densidad aparente, y por lo tanto W_{fc} , es igual para todas las capas del suelo
- toda el agua de lluvia percola a través de todo el perfil y el suelo no se seca entre dos períodos de lluvia consecutivos; por tanto
 $c = 0$, $W_{fc} = b = d$

Con estos datos se obtiene:

$$\text{Capa de 0 - 25 cm: } 125 \times 12 = (80 + 125)C_{x1} \rightarrow C_{x1} = 7,3$$

$$\text{Capa de 25 - 50 cm: } 80 \times 7,3 + 125 \times 18 = (80 + 125)C_{x2} \rightarrow C_{x2} = 13,8$$

TABLA 7. Ejemplo de cálculo con la Ec.(35)

C_I	$= C'_0 e^{-t/T}$								
C_{II}	$= C'_0 (1 + t/T) e^{-t/T} + (C''_0 - C'_0) e^{-t/T}$								
C_{III}	$= C'_0 (1 + t/T + t^2/2T^2) e^{-t/T} + (C''_0 - C'_0) (1 + t/T) e^{-t/T} + (C'''_0 - C''_0) e^{-t/T}$								
C_{IV}	$= C'_0 (1 + t/T + t^2/2T^2 + t^3/6T^3) e^{-t/T} + (C''_0 - C'_0) (1 + t/T + t^2/2T^2) e^{-t/T} + (C'''_0 - C''_0) (1 + t/T) e^{-t/T} + (C''''_0 - C'''_0) e^{-t/T}$								
<hr/>									
1 C'_0	12,0								
2 $C''_0 - C'_0$	6,0								
3 $C'''_0 - C''_0$	6,0								
4 $C''''_0 - C'''_0$	4,0								
5 t/T	0,64	1,28	1,92	2,56	3,20	3,84	4,48	5,12	
6 $t^2/2T^2$	0,21	0,82	1,84	3,28	5,12	7,37	10,04	13,11	
7 $t^3/6T^3$	0,04	0,35	1,18	2,80	5,46	9,44	14,98	22,37	
8 $1+t/T$	1,64	2,28	2,92	3,56	4,20	4,84	5,48	6,12	
9 $1+t/T+t^2/2T^2$	1,85	3,10	4,76	6,84	9,32	12,21	15,52	19,23	
10 $1+t/T+t^2/2T^2 + t^3/6T^3$	1,89	3,45	5,94	9,64	14,78	21,65	30,50	41,60	
11 $e^{-t/T}$	0,527	0,278	0,147	0,077	0,0408	0,0215	0,0113	0,006	
12 $C_I = 1 \times 11$	6,3	3,3	1,8	0,9	0,5	0,3	0,1	0,07	
13 $C_{II} = 1 \times 8 \times 11$	10,4	7,6	5,1	3,3	2,1	1,3	0,7	0,4	
14 $C''_{II} = 2 \times 11$	3,2	1,7	0,9	0,5	0,2	0,1	0,1	0,1	
15 $C_{III} = 13 + 14$	13,6	9,3	6,0	3,8	2,3	1,4	0,8	0,5	
16 $C'_{III} = 1 \times 9 \times 11$	11,7	10,4	8,4	6,3	4,6	3,2	2,1	1,4	
17 $C''_{III} = 2 \times 8 \times 11$	5,2	3,8	2,6	1,6	1,0	0,6	0,3	0,2	
18 $C'''_0 = 3 \times 11$	3,2	1,7	0,9	0,5	0,2	0,1	0,1	0,1	
19 $C_{III} = 16 + 17 + 18$	20,1	15,9	11,9	8,4	5,8	3,9	2,5	1,7	
20 $C'_{IV} = 1 \times 10 \times 11$	12,0	11,5	10,4	8,9	7,2	5,6	4,1	3,0	
21 $C''_{IV} = 2 \times 9 \times 11$	5,9	5,2	4,2	3,1	2,3	1,6	1,1	0,7	
22 $C'''_{IV} = 3 \times 8 \times 11$	5,2	3,8	2,6	1,7	1,0	0,6	0,4	0,2	
23 $C''''_0 = 4 \times 11$	2,1	1,1	0,6	0,3	0,2	0,1	0,1	0,0	
24 $C_{IV} = 20 + 21 + 22 + 23$	25,2	21,6	17,8	14,0	10,7	7,9	5,7	3,9	
<hr/>									

La Tabla 8 muestra los resultados de los cálculos hechos

- por medio de la Ec.(35)
- con el método numérico, considerando aplicaciones de 20 mm
- con el método numérico, considerando aplicaciones de 80 mm

Como se apreciará en la citada tabla, cuanto menores son las aplicaciones consideradas, mejor se ajustan los resultados a los obtenidos por medio de la Ec.(35). En la práctica, las diferencias entre los dos métodos son casi despreciables.

TABLA 8. Lavado del perfil de un suelo por agua de lluvia

Capa del suelo (en cm)	Antes del lavado	Después del lavado con							
		80 mm	160 mm	240 mm	320 mm	400 mm	480 mm	560 mm	640 mm
1. EC_e -valores calculados con la Ec.(35)									
0 - 25	12,0	6,3	3,3	1,8	0,9	0,5	0,3	0,1	0,07
25 - 50	18,0	13,6	9,3	6,0	3,8	2,3	1,4	0,8	0,5
50 - 75	24,0	20,1	15,9	11,9	8,4	5,8	3,9	2,5	1,7
75 - 100	28,0	25,2	21,6	17,8	14,0	10,7	7,9	5,7	3,9
2. EC_e -valores calculados con el método numérico (aplicaciones de 20 mm)									
0 - 25	12,0	6,7	3,8	2,1	1,2	0,7	0,4	0,2	0,1
25 - 50	18,0	13,7	9,6	6,5	3,9	2,5	1,6	1,0	0,6
50 - 75	24,0	20,1	16,0	12,1	8,9	6,2	4,3	2,9	1,9
75 - 100	28,0	25,2	21,7	18,0	14,5	11,1	8,3	6,1	4,4
3. EC_e -valores calculados con el método numérico (aplicaciones de 80 mm)									
0 - 25	12,0	7,3	4,5	2,7	1,7	1,0	0,6	0,4	0,2
25 - 50	18,0	13,8	10,1	7,3	5,6	3,8	2,6	1,7	1,1
50 - 75	24,0	20,0	16,2	12,7	10,0	7,6	5,7	4,1	2,9
75 - 100	28,0	24,9	21,6	18,1	15,0	12,1	9,6	7,5	5,7

9.6 Bibliografía

- BOWER, C.A., WILCOX, L.V., AKIN, G.W., y KEYES, M.G. 1965. An index of the tendency of the CaCO_3 to precipitate from irrigation waters. Soil Sci.Soc.Am. Proc.29:91-92.
- DIELEMAN, P.J. (Ed.) 1963. Reclamation of salt affected soils in Iraq. Publ.No. 11, Int.Institute for Land Reclamation and Improvement,Wageningen, 175 pp.
- GLUECKAUF, D. 1949. Activity coefficients in concentrated solutions containing several electrolytes. Nature 163:414-415.
- RICHARDS, L.A. (Ed.) 1954. Diagnosis and Improvement of saline and alkali soils. Agr.Handbook 60, USDA, Washington D.C. 160 pp.
- UNESCO. 1970. Research and Training on irrigation with saline waters. Techn.rep. of UNDP project Tunisia 5.
- Sugerencias para lecturas adicionales*
General
- ALLISON, L.E. 1964. Salinity in relation to irrigation. Adv.in Agr.16:139-179.
- BERNSTEIN, L. 1966. Soil salinity and crop productivity. Span (Shell Publ. Health and Agric.New) 9:6-79.
- FAO/UNESCO. In press. International source book on irrigation and drainage of arid land in relation to salinity and alkalinity. 663 pp.
- KELLY, W.P. 1951. Alkali soils, their formation, properties and reclamation. Rheinhold Publ.Corp., New York. 176 pp.
- Lavado en condiciones áridas*
- HULSBOS, W.C. y BOUMANS, J.H. 1960. Leaching of saline soils in Iraw. Neth. J. Agric.Sci.8:1-10.
- Lavado en condiciones húmedas*
- VAN DER MOLEN, W.H. 1957. The exchangeable cations in soils flooded with seawater. Staatsdrukkerij 's Gravenhage. 167 pp.
- VERHOEVEN, B. 1953. Over de zout- en vochtuithouding van geïnnundeerde gronden. Versl.Landbk.Ond.67.17. Staatsdrukkerij 's Gravenhage, 202 pp.
- Efectos del bicarbonato*
- BOWER, C.A. y WILCOX, L.V. 1965. Precipitation and solution of calcium carbonate in irrigation waters. Soil Sci.Soc.Am.Proc.29:93-94.

Teoría del lavado

- GARDNER, W.R. y BROOKS, R.H. 1957. A descriptive theory of leaching. Soil Sci. 83:295-304.
- MILLER, R.J., BIGGAR, J.W. y NIELSEN, D.R. 1965. Chloride displacement in Panoche clay loam in relation to water movement and distribution. Water Resources Research 1:63-73.
- VAN DER MOLEN, W.H. 1956. Desalinization of saline soils as a column process. Soil Sci. 81:19-27.

TEORIAS DEL DRENAJE AGRICOLA Y DE LA ESCORRENTIA

10. EFECTOS DEL RIEGO EN EL DRENAJE

J. NUGTEREN

Catedrático

Department of Irrigation and Civil Engineering

University of Agriculture, Wageningen

Conferenciantes en el Curso de Drenaje Agrícola

J. F. Graadt Van Roggen (1962–1968)

Dwars. Heederik en Verhey. Ingenieros Asesores

J. Nugteren (1969–1971)

University of Agriculture

K. Roscher (1972)

University of Agriculture

10. Efectos del riego en el drenaje

10.1	Relaciones entre riego y drenaje	109
10.2	Control de riego	112
10.3	Pérdidas de conducción	114
10.4	Aplicación del agua de riego	116
10.5	Métodos de riego	118
10.6	Exceso de riego beneficioso	127
10.7	Reutilización del agua de drenaje	130
10.8	Descarga de drenaje debida al riego	132
10.9	Bibliografía	134

OBJETIVOS DE ESTE CAPITULO

Breve estudio de las relaciones entre riego y drenaje.

10.1 Relaciones entre riego y drenaje

El área regada en el mundo actual cubre aproximadamente 160 millones de hectáreas, excluyendo áreas sometidas a inundación natural. Aproximadamente la mitad de este total se encuentra en las zonas áridas y subtropicales semiáridas. Ha sido particularmente en estas zonas donde se han planteado las medidas especiales de drenaje que exige el riego, ya que durante muchos años las áreas con drenaje insuficiente comenzaron a mostrar una elevación de la capa freática y un aumento de la salinidad.

Unos dos tercios del total del área regada han sido puestos en riego a partir de principios de siglo y sólo recientemente ha sido generalmente aceptado que la instalación o mejora del drenaje es parte indispensable de un proyecto de riego. En épocas antiguas, como en los tiempos de los diversos reinos babilónicos, la salinidad y el anegamiento redujeron gradualmente la productividad de la tierra. Estudios de mercado han mostrado que, en una situación tal, el cultivo del trigo, - un cultivo sensible a la salinidad del suelo - dió lugar al cambio al cultivo de cebada, más tolerante, aunque finalmente grandes zonas tuvieron que ser abandonadas y los agricultores se trasladaron a tierras nuevas. El ascenso y caída de diversos reinos en Mesopotamia estuvo, evidentemente, muy ligado a este estado de cambio en la agricultura.

El Valle Imperial de California, con un total de 200.000 ha, fué puesto en riego hacia 1910. Sólomente quince años después la productividad de esta área fué severamente amenazada ya que no se habían tomado medidas para la evacuación de las aguas de riego excedentes y de las sales, que habían entrado en la zona a razón de 800 kg por hectárea con cada aplicación de riego. Grandes zonas del valle quedaron fuera de cultivo y fué esta catástrofe lo que dió impulso a la investigación de métodos adecuados para reestablecer y mantener concentraciones suficientemente bajas de sal en el suelo. Debido al trabajo del Laboratorio de Salinidad de los Estados Unidos en Riverside, California, y a otras instituciones, la solución de los problemas de drenaje en tierras regadas es, en el momento actual, bien conocida, pero sólomente en una pequeña parte de las zonas subtropicales afectadas se han realizado las obras necesarias. Se estima que unos 50 millones de hectáreas de tierras regadas carecen aún de los sistemas de drenaje necesarios.

Los efectos particulares del riego en los criterios y proyecto de un sistema de drenaje son menos decisivos cuando la lluvia es de menor importancia para el desarrollo de los cultivos que el riego.

Para distinguir claramente estos efectos, se supondrá en los temas que se tratan a continuación, que durante el período de riego la contribución de las lluvias a la producción de las cosechas y descarga de drenaje puede despreciarse. Esta suposición es válida para los desiertos y para la mayoría de los climas de estepa. Sin embargo, en estas últimas zonas climáticas, las lluvias durante el período de invierno pueden elevarse a 300 mm o más y el riego en este período será del mismo orden que las lluvias; consecuentemente, el proyecto de drenaje de estas zonas debe basarse en la combinación de estas dos fuentes de aportes.

El aspecto principal del drenaje, en lo que se refiere a su necesidad en el riego, es que su capacidad de descarga debe corresponder a la cantidad de agua de riego aplicada en exceso respecto a las necesidades de los cultivos. Esta capacidad de descarga consta de dos componentes: la escorrentía superficial y la descarga subterránea. La descarga subterránea debe estar relacionada con la profundidad mínima de la capa freática, o con una máxima elevación de la misma por encima de los tubos de drenaje respecto al nivel de agua en los drenes (ver Cap.8, Vol.II). La aplicación en exceso de agua de riego es necesaria, sobre todo para cubrir las pérdidas que pudieran presentarse en la conducción o durante su aplicación en el terreno. Sin embargo, en zonas de precipitaciones despreciables o limitadas puede necesitarse un suministro adicional para mantener un nivel aceptable de salinidad en la zona radicular. Esta cantidad dependerá entre otras cosas de la calidad del agua de riego expresada por su concentración de sales. Por consiguiente las necesidades de drenaje dependen tanto de la cantidad neta como de la calidad del agua de riego.

Como las pérdidas por evaporación, - excepto las de evaporación de la superficie del terreno que están incluidas en la evapotranspiración - normalmente representan sólo una fracción muy pequeña del aporte total, puede afirmarse con una aproximación razonable que la descarga de drenaje D_A durante un período de riego dado y para todo el área es

$$D_A = V - E \quad (1)$$

donde

D_A = descarga de drenaje de la zona regada

V = aporte total de riego

E = evapotranspiración del cultivo

La eficiencia total del sistema de riego, e_p , expresa la relación entre la cantidad efectivamente utilizada para la evapotranspiración y la cantidad total suministrada

$$e_p = \frac{E}{V} \quad (2)$$

La eficiencia global puede ser considerada como el producto de la eficiencia en la conducción e_c (que es la relación entre la cantidad que llega al terreno y el aporte total) por la eficiencia de la aplicación en el terreno, e_a , (que es la relación entre la evapotranspiración del cultivo y la cantidad que llega al terreno), de forma que

$$e_p = e_c e_a \quad (3)$$

De las ecuaciones 1 y 2 se deduce que

$$D_A = (1 - e_p)V \quad (4)$$

D_A , V y E pueden expresarse en mm para un período de tiempo dado..

Como la descarga de drenaje de una zona regada es debida en parte a la escorrentía superficial y en parte al flujo subsuperficial, estas dos componentes deben ser estimadas antes de proyectar un sistema de drenaje (Cap.15, Vol.II). Las pérdidas del terreno, tanto las superficiales como las subterráneas estarán más o menos uniformemente distribuidas en toda el área, pero dentro de una parcela determinada pueden mostrar acumulaciones de agua durante y después de las aplicaciones de riego. Las pérdidas de conducción consisten en las filtraciones del canal, que depende de las propiedades del suelo o de la calidad del revestimiento, y en las pérdidas operativas, que son los excedentes de agua vertidos en el sistema de drenaje.

Como las pérdidas en la conducción originan una descarga de drenaje adicional únicamente en las proximidades de las acequias, las necesidades de drenaje agrícola para cualquier porción de área, excluyendo los efectos de las acequias, son

$$D_A = (1 - e_a) e_c V \quad (5)$$

donde

D_a = descarga de drenaje de la subzona

$e_c V$ = volumen principal que entra en la subzona

La subzona considerada debe ser de tal tamaño que las descargas punta locales debidas al riego de un campo determinado no tengan efecto en la descarga de la subzona; es decir, el riego de un campo dentro de la subzona puede ser considerado uniformemente distribuido en cualquier momento. Las descargas de drenaje de subzonas menores y, finalmente, de una explotación, expresados en altura de agua (mm/día) o por unidad de superficie (l/seg/ha) tendrán valores medios para un período largo de tiempo, de acuerdo con la descarga según la Ec.(5).

Durante períodos cortos, sin embargo, habrá máximos, especialmente de escorrentía superficial, que determinarán las capacidades de drenes colectores menores y de los drenes de las parcelas y de la explotación.

10.2 Control de riego

La eficiencia global del riego, tal como se ha definido en la Ec.(2) mostrará si los sistemas de riego y drenaje funcionan con efectividad. Representa la calidad de la operación, tanto de la conducción como del riego en parcela y determina la magnitud de la capacidad de drenaje requerido por el riego. De las ecuaciones (2), (4) y (5) se tiene:

$$D_A = \left(\frac{1}{e_p} - 1 \right) E \quad (6)$$

$$D_a = \left(\frac{1}{e_a} - 1 \right) E \quad (7)$$

Un valor alto de la eficiencia en la aplicación del agua al terreno no es siempre aconsejable o realista. Grandes pérdidas en el terreno, por percolación o escorrentía superficial, deben ser evitadas mediante un adecuado sistema de distribución de la red de riego y un apropiado caudal en el terreno; pero como se explicará más adelante, ciertos métodos de aplicación del riego parecen tener un porcentaje inevitable de pérdidas. Reducir estas pérdidas por debajo de un cierto límite - que viene determinado por la topografía y el sistema de la red de riego, - daría lugar a deficiencias localizadas del riego. Sin embargo, en zonas áridas y semiáridas parte de las pérdidas pueden ser consideradas como benéficas para mantener un aceptable nivel de salinidad en el suelo. Consecuente-

mente, son aplicables a los diversos métodos de riego, un límite superior y un límite inferior de la eficiencia de riego; fuera de ellos se producirán riegos deficientes o pérdidas innecesarias.

Cuando la lluvia es despreciable, el balance de agua en el terreno es

$$e_c V = E + \alpha E + R' + S$$

donde

αE = necesidades de lavado, es decir, la cantidad adicional requerida para eliminar las sales dejadas por la evapotranspiración de valor E

R' = exceso de percolación al subsuelo debido a aplicación no uniforme

S = escorrentía superficial en terrenos pendientes

Poniendo

$$R' + S = B(E + \alpha E) \quad \text{se obtiene}$$

$$e_c V = (1 + \beta) (1 + \alpha) E$$

Puesto que

$$e_c e_a V = E$$

se deduce que

$$e_a = \frac{1}{(1 + \alpha)(1 + \beta)} \quad (8)$$

y

$$e_p = \frac{e_c}{(1 + \alpha)(1 + \beta)} \quad (9)$$

De las Ecuaciones (6) y (7) se deduce que

$$D_A = \left[\frac{(1 + \alpha)(1 + \beta)}{e_c} - 1 \right] E \quad (10)$$

y

$$D_a = \left[(1 + \alpha)(1 + \beta) - 1 \right] E \quad (11)$$

Los límites de la eficiencia de los diversos métodos de riego en parcela y los de las relaciones D_A/E y D_a/E , que pueden ser obtenidos con un control razonable de aporte y aplicación del agua de riego, se determinan por los valores de e_c , α y β para cada caso específico.

10.3 Pérdidas de conducción

Como se dijo anteriormente, las pérdidas de conducción consisten en las pérdidas por percolación y las pérdidas de funcionamiento en el sistema de distribución.

La percolación en canales no revestidos dependerá de la permeabilidad del suelo y de la profundidad de la capa freática. Si la capa freática está muy por debajo del fondo del canal, se producirá un flujo predominantemente vertical, principalmente en condiciones saturadas. La Tabla 1 da una indicación de la filtración de diversos suelos.

TABLA 1. Pérdidas por filtración por m^2 de perímetro mojado de canal (POIREE y OLLIER, 1968)

Tipo de terreno circundante	Pérdidas $m^3/m^2/dfa$	Pérdidas por km de longitud de canal, expresadas en % de caudal ¹
arcilloso	0,09	0,07
arcilloso franco	0,18	0,14
arcillo arenoso	0,20-0,40	0,15-0,31
arenoso	0,50	0,38
grava-arena	0,75	0,58
grava	1,00-1,80	0,77-1,39

¹ Suponiendo un tirante de agua medio de 1,50 m y una velocidad media del agua de 1 m/seg

Si el suelo circundante del canal contiene diferentes capas o si se aplica un revestimiento permeable o semi-permeable, el flujo está muy influenciado por la capa menos permeable. Después de un período de percolación, esta capa y las situadas por encima se saturan mientras que las capas situadas por debajo permanecen no saturadas (Fig.1).

Cuando la capa freática en la zona próxima al canal es alta, el flujo obedecerá a la carga existente entre el agua freática y la superficie de agua en el canal y a la permeabilidad horizontal del suelo (Fig.2). En tal caso existe la tendencia de la capa freática de aflorar a la superficie del terreno en la cara exterior de la banqueta lo que puede dar lugar a la formación de charcas de agua estancada o a escorrentía superficial debida a filtraciones. El grueso del caudal sin embargo, contribuye a la descarga subterránea.

Con una capa freática profunda, las pérdidas por filtración son mayores que con una capa freática alta para el mismo suelo; pero una capa freática alta tendrá un efecto mucho más severo en la capa arable y en los cultivos. Es un hecho bien conocido la presencia de salinidad importante a lo largo de los principales canales de riego en climas áridos y ésto es causado por el ascenso capilar de la capa freática y su evaporación en la superficie.

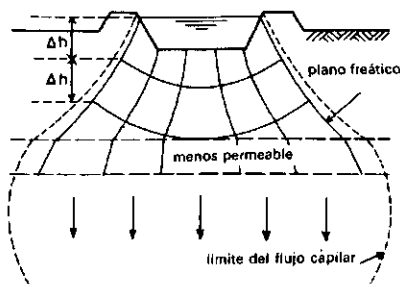


Fig.1. Filtraciones desde un canal hacia una capa freática profunda.

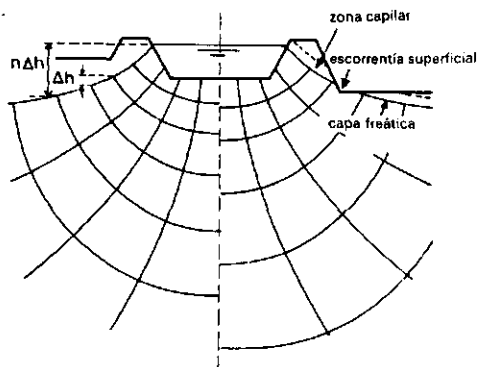


Fig.2. Filtraciones desde un canal hacia una capa freática superficial, a distintas profundidades.

Los revestimientos de canales pueden ser hechos de diversos materiales (ver Cap.29, Vol.IV). No existen revestimientos completamente efectivos, pero los revestimientos de hormigón, si están bien hechos pueden reducir las pérdidas a menos del 0,2% del caudal conducido, por kilómetro de longitud de canal. Como las acequias a nivel de explotación se utilizan a menudo de una forma intermitente, las pérdidas debidas a la saturación de los terrenos circundantes después de un período de parada pueden ser considerables. En suelos menos permeables o en suelos más ligeros con adecuados revestimientos de los canales, las pérdidas por filtración, en un sistema de tamaño medio, no serán normalmente mayores del 5 al 10% de la cantidad total suministrada.

Las pérdidas totales de funcionamiento, si hay una diferencia positiva entre aportes y demanda, son difíciles de estimar. Si el agua se distribuye entre las explotaciones según un turno rotativo, existe la tendencia a suministrar cantidades mayores de las necesidades medias, para cubrir de esta manera cualquier

situación de condiciones meteorológicas extremas. Como resultado de ello durante una gran parte de tiempo se vierten una parte substancial de excedentes. Esto sucede por ejemplo cuando la rotación está basada en un intervalo constante entre aplicaciones de riego en el campo, que corresponden al período de mayor evapotranspiración (Apartado 10.4). Durante los períodos de menor evapotranspiración los agricultores reciben una cantidad que es mayor de lo que necesitan para saturar la zona radicular, por lo que conducen parte del agua recibida a los drenes.

Estas pérdidas de funcionamiento pueden ser reducidas en principio ajustando el funcionamiento de la red a las necesidades medias en un momento dado. Sin embargo el suministro según la demanda del agricultor exige que tanto los agricultores como las autoridades del riego tengan un buen conocimiento de las necesidades de las cosechas y, aun más, que el sistema de canales sea flexible y esté adecuadamente provisto de dispositivos de medida y regulación.

El cambio de un sistema de un turno rotativo más bien simple a un mejor sistema, a la demanda, constituye normalmente un proceso complicado que requiere un personal de técnicos especializados. Únicamente deberá considerarse tal cambio si las pérdidas de funcionamiento con el método existente son substanciales, si el coste de las obras necesarias está económicamente justificado y si los agricultores tienen una preparación suficiente para el riego. Para una estimación de las pérdidas de funcionamiento en una zona específica, deben hacerse medidas completas de caudal y un análisis cuantitativo del sistema actual de funcionamiento. Sistemas diferentes de funcionamiento muestran una gama muy variada de porcentajes de pérdidas; en el suministro de agua por turnos un valor medio puede ser del orden del 20%.

10.4 Aplicación del agua de riego

Para mantener un contenido de aire suficiente en el suelo, se aplica usualmente el agua a las parcelas a intervalos regulares. La única excepción importante es el arroz, que prospera en suelo saturado y donde el agua se aplica normalmente de forma continua, manteniendo así una capa de agua sobre la superficie del terreno. Para todos los demás cultivos la humedad del suelo se repone cuando ha disminuido a tal extremo que la evapotranspiración comienza a diferir substancialmente de su valor potencial.

Suponiendo que la profundidad de la zona radicular es $D(\text{mm})$ y que θ_{fc} y θ_o son el contenido de humedad en porcentaje volumétrico a la capacidad de campo y al límite inferior de humedad aceptado, respectivamente, la cantidad $W(\text{mm})$ añadida a la zona radicular durante el riego es

$$W = \frac{\theta_{fc} - \theta_o}{100} D \quad (12)$$

La cantidad de agua que recarga el suelo es igual a la cantidad de humedad del suelo tomada por las plantas entre dos riegos. Si durante el intervalo de n -días entre riegos la media diaria de la evapotranspiración real es \bar{E}_a ($\text{mm} \cdot \text{día}^{-1}$)

$$W = n\bar{E}_a = \frac{\theta_{fc} - \theta_o}{100} D \quad (13)$$

En riego controlado, la aplicación tiene lugar cuando se ha alcanzado el límite inferior θ_o ; el contenido de humedad se eleva entonces a la capacidad de campo. La variación en el volumen del riego es proporcional a la profundidad que se humedece y que debe corresponder con la profundidad de la zona radicular en el momento del riego.

El intervalo entre riegos debe depender de la evapotranspiración, día a día, y de las precipitaciones durante el período (Fig.3).

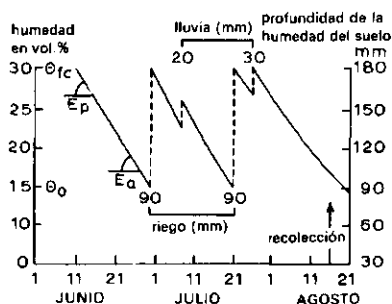


Fig.3. Diagrama de la variación de la humedad del suelo en una zona radicular de 60 cm.

En la práctica, el agricultor muy frecuentemente no podrá tener la cantidad que necesita el día exacto en que el contenido de humedad del suelo descienda a su límite inferior. En un sistema de turno rotativo, como se explicó en el Apartado 10.3, recibirá el agua en una fecha predeterminada, que será normalmente

algo antes de lo necesario. El riego tiene lugar entonces con un contenido de humedad por encima de θ_0 y si se aplica la cantidad W según la Ec.(12) se dará lugar a un humedecimiento de una zona fuera del alcance de las raíces. Como ya se dijo el agricultor puede, si es consciente del mayor contenido de humedad, acortar el tiempo de riego y verter parte del caudal a los drenes.

La infiltración del agua desde la superficie a través del perfil del suelo, tiene generalmente una intensidad decreciente con el tiempo. Para muchos suelos esta intensidad I_{inst} (mm/min), como función del tiempo de duración del riego t , puede expresarse como

$$I_{inst} = a t^b \quad (14)$$

donde a es un coeficiente que depende del tipo de suelo y del contenido de humedad al principio de la infiltración y b , que también depende del suelo, oscila entre $-0,5$ y 0 .

De la Ec.(14) puede derivarse la infiltración acumulada I_{cum} en un período de tiempo t

$$I_{cum} = \frac{a}{b+1} t^{b+1} \quad (15)$$

10.5 Métodos de riego

Los muy diversos métodos diferentes de riego pueden ser divididos en cuatro grupos:

- inundación por estancamiento
- riego por escorrentía
- riego subterráneo
- riego a presión (por aspersión)

La inundación por estancamiento y el riego con agua por escorrentía se conocen como riego superficial. Para el riego continuo la inundación por estancamiento o el riego subterráneo son los métodos más adecuados. Para aplicaciones intermitentes son adecuados el riego por escorrentía, la inundación por estancamiento o el riego a presión.

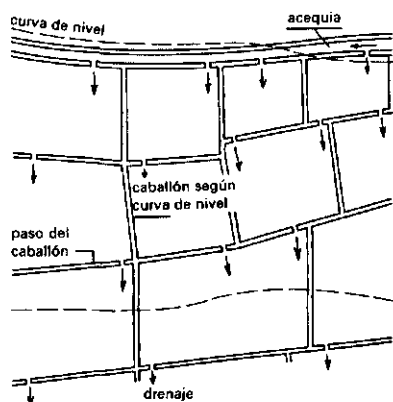
El riego subterráneo se basa en una capa freática controlada cerca de la superficie. La humedad del suelo se obtiene de la capa freática por capilaridad de acuerdo con la demanda hecha por la evapotranspiración. Este método puede aplicarse únicamente bajo condiciones hidrológicas y climatológicas específicas, que restringen el alcance de su utilización.

El riego a presión por aspersores fijos o rotativos, abastecidos por tubería de presión de 3 a 5 atmósferas, es un sistema muy eficiente. Las pérdidas debidas a escorrentía superficial, percolación profunda y otros factores pueden ser pequeñas si el sistema está debidamente proyectado y utilizado.

En relación con sus efectos sobre el drenaje, el riego por inundación y escorrentía necesitan mayores consideraciones. Si se aplica el riego superficial, la elección entre inundación por estancamiento y riego por escorrentía depende de la pendiente general del terreno. Para zonas horizontales o casi horizontales se usa ampliamente el método de inundación tanto para riego continuo (arroz) como para riego intermitente (alfalfa, praderas, cereales). Como las parcelas rara vez están completamente horizontales, las pequeñas diferencias en altura se compensan con pequeños diques o lomos. Así se forman tablares que se llenan separadamente y en los que se almacena la cantidad de agua requerida. Para el cultivo de arroz el suministro es generalmente continuo, pero para riego intermitente una vez que se ha aplicado la cantidad necesaria, la infiltración termina cuando esta cantidad es absorbida por el suelo. Los campos inundados en tierra con pendiente tienen tablares pequeños o eras de inundación - algunas veces con dimensiones de 10 m o menos - perpendiculares a las líneas de nivel para mantener la altura de la capa de agua aproximadamente uniforme. Como un número excesivo de acequias de parcela reducirían la superficie cultivable, el riego en tales casos se hace pasando el agua de un tablar a otro. Para el riego intermitente, los tablares son prácticos únicamente en terrenos llanos y entonces todos los tablares son abastecidos directamente de una acequia (Fig.4).

Si el suelo es menos permeable de forma tal que con el riego intermitente el agua permanece en el terreno durante un número considerable de horas, pueden producirse ciertas pérdidas por evaporación. En parcelas horizontales esta será la única pérdida si se ha suministrado la cantidad correcta de agua. Sin embargo, la tierra tiene normalmente una ligera pendiente, o la superficie es irregular y puede haber diferencias en la cantidad de agua aplicada. Si se ha de garantizar una infiltración acumulada suficiente en las partes más altas,

RIEGO CONTINUO



RIEGO INTERMITENTE

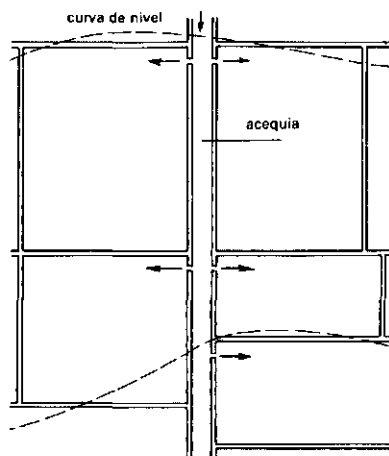
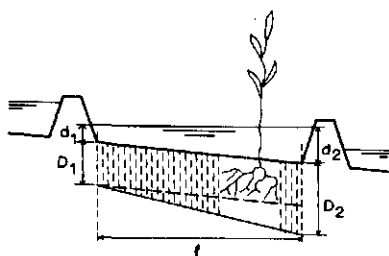


Fig.4. Distribución de tablares para riego continuo e intermitente.

se producirá un exceso de infiltración en las más bajas, resultando una pérdida por percolación profunda (Fig.5).



$$D_1 = \frac{100 d_1}{\theta_{fc} - \theta_o} \quad D_2 = \frac{100 d_2}{\theta_{fc} - \theta_o}$$

$$e_a = \frac{l D_1}{\frac{1}{2} l (D_1 + D_2)} = \frac{2 D_1}{D_1 + D_2} = \frac{2 d_1}{d_1 + d_2}$$

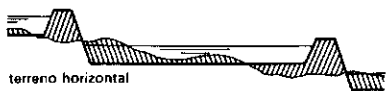
Fig.5. Riego intermitente por tablares en terreno de superficie ligeramente ondulada.

D_1 = profundidad de la zona radicular; D_1, D_2 = profundidad de la zona mojada; θ = contenido de humedad (en % de volumen), a la capacidad de campo (θ_{fc}) e inicialmente (θ_o); e_a = eficiencia de la aplicación en parcela debida a pérdidas por distribución irregular del agua.

Si estas pérdidas por percolación son considerables, deberán eliminarse las irregularidades en la superficie del terreno y deberán reducirse las pendientes dentro de los tablares (Fig.6).



terreno pendiente



terreno horizontal

Fig.6. Nivelación para riego en tablares (la escala vertical está ampliada respecto a la escala horizontal).

Tal operación puede hacerse con equipos especiales de nivelación de tierras o, si sólo son necesarios ligeros refinios, la tierra puede ser simplemente labrada en la dirección correcta.

Aparte del sobre-riego sistemático causado por un deficiente conocimiento del control necesario del agua, se deduce de lo anterior que para el riego por tablares las pérdidas debidas a la percolación dependen de la uniformidad de la aplicación y por consiguiente de la pendiente o de las irregularidades del terreno dentro del tablar.

La pendiente del terreno no tiene mucha importancia en las pérdidas por percolación en los campos permanentemente inundados. Aquí tiene lugar un flujo permanente a través de la zona saturada y las pérdidas ocurren y se determinan por la permeabilidad de las capas de suelo. Sin embargo es importante un fondo horizontal de los tablares para una sumersión óptima de las plantas en desarrollo así como que deba mantenerse en el campo una altura uniforme del agua, variable con el estado de desarrollo del arroz. El control efectivo del agua en las eras con pendientes bastante grandes requiere cantidades considerables de movimiento de tierra y, a veces, la construcción de muros de contención (Fig.7).

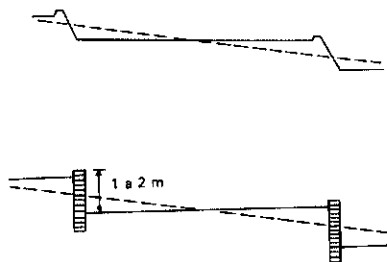


Fig.7. Sección transversal de eras para inundación en zonas altas.

Las pérdidas en los campos de arroz dependen principalmente de la permeabilidad de la capa de control en el perfil. En suelos cohesivos, los agricultores reducen estas pérdidas por medio del batido de sus campos (que es, de hecho, un método de destruir la estructura de los suelos arando y gradeando en húmedo), antes de transplantar el arroz de los semilleros. Pueden producirse otras pérdidas de escorrentía superficial en un conjunto de tablares debido a un cierto grado de sobreriego que se recomienda a veces: el flujo lento del agua baja la temperatura de la misma e impide el crecimiento de las algas.

En los campos con pendientes mayores del 0,2 ó 0,3% y con aplicación intermitente, se debe utilizar algún método de riego por escorrentía. El riego por escorrentía cubre todos los métodos de riego del terreno en que el agua se mueve por gravedad hasta que alcanza el punto de infiltración. Los tipos diferentes de riego por escorrentía dependen del grado de remodelado realizado en la pendiente natural de la superficie del terreno. Para inundación natural, que es la forma primitiva de riego por escorrentía, se realiza solamente una nivelación muy limitada del terreno, o absolutamente ninguna. El agua se suelta de una acequia trazada a lo largo de una curva de nivel y otra acequia, al final del recorrido, recoge la escorrentía. Como no existe control lateral y los campos son irregulares el caudal se concentra en las partes más bajas y se producen deficiencias de agua en las más altas. Además puede producirse una erosión peligrosa. Las pérdidas son altas debidas tanto a la percolación como a la escorrentía superficial. La inundación natural no debe aplicarse en zonas donde se desee un control razonable del agua con una eficiencia a nivel de parcela aceptable.

El riego por escorrentía controlado puede obtenerse aplicando sea el método de riego en fajas o por surcos.

En el riego por fajas el terreno se divide en fajas de 3 a 10 m de anchura en la dirección de la pendiente. Las fajas se separan por caballones de poca altura, que impiden que el caudal se concentre en los lugares bajos. Los caballones tienen, normalmente, de 10 a 15 cm de altura y se construyen con una grada. El papel de los caballones, desde el punto de vista de la eficiencia del riego, puede mejorarse nivelando el terreno en la dirección de la máxima pendiente para obtener una pendiente uniforme y nivelando transversalmente las fajas, si la pendiente lateral necesita esta operación. Las fajas son adecuadas para cultivos tales como alfalfa, trigo y sorgo, y también para pastizales.

El riego por surcos se aplica a hortalizas, frutales, caña de azúcar y remolacha azucarera. Los surcos se construyen de acuerdo con el espaciamiento de las plantas y el agua se infiltra tanto vertical como horizontalmente. La velocidad de infiltración depende no sólo de las propiedades del suelo y de su contenido de humedad, sino también del tamaño y forma del surco y de la altura de agua en el mismo.

El riego por fajas y por surcos puede aplicarse con pendientes de 0,3% a 2,0-4,0% dependiendo del riesgo de erosión.

El principio del riego en surcos tiene en cuenta el hecho de que la profundidad de humectación a lo largo de la tirada no es uniforme. Desde el comienzo del riego, el frente de la capa de agua avanza a lo largo del surco y la infiltración comienza sucesivamente en las diversas partes del mismo. Si el tiempo total de avance es T_1 , la infiltración comienza únicamente después de este período en el extremo final del surco. Esto debe durar durante el tiempo de infiltración requerido T_1 a T_3 (Figs. 8 y 9). El suministro se corta en el momento T_2 , que si está elegido adecuadamente, permite que el agua desaparezca de la superficie en el momento T_3 . Esta recesión siempre lleva menos tiempo que el avance: consecuentemente el tiempo de contacto en la mayor parte del surco es mayor que T_1 . La infiltración durante el tiempo excedente representa una pérdida de agua; como esta cantidad percolará finalmente al subsuelo y alcanzará la capa freática, contribuirá a la descarga de los drenes. Para lograr un tiempo de avance tan corto como sea posible y reducir así la diferencia entre el tiempo de avance y recesión, la aplicación a fajas o surcos debe ser tan grande como sea posible sin causar erosión (Fig. 9).

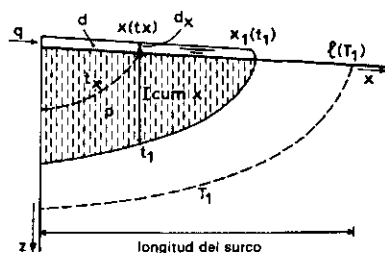


Fig. 8. Frente de avance del riego en fajas.

q = caudal aplicado a la faja por unidad de anchura; d = volumen sobre la superficie del terreno por unidad de anchura; u = volumen infiltrado en el suelo por unidad de anchura.

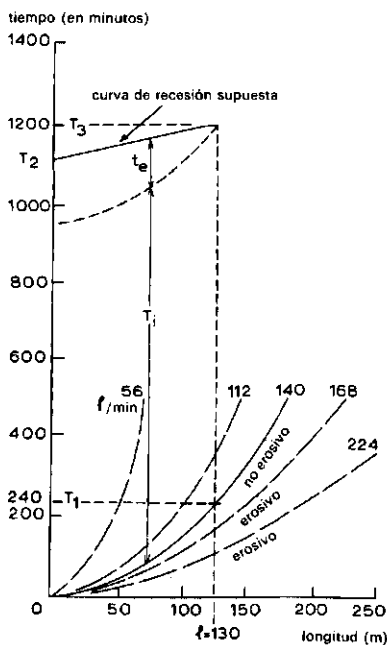


Fig. 9. Selección del caudal y longitud de la tirada en riego por surcos (CRIDDLE y otros, 1956).

Como regla simple, T_1 debe restringirse en relación con T_i de acuerdo con la desigualdad

$$T_1 \leq \frac{T_i}{4} \quad (16)$$

Esta restricción limita la longitud del surco de una parcela dada para un caudal máximo. Por otra parte no se recomienda que la longitud del surco se acorte mucho más de este límite, puesto que la aplicación del riego requeriría más mano de obra.

Normalmente el caudal es demasiado grande en el momento en que el agua llega al extremo final de la parcela puesto que no se va a regar nueva superficie y la velocidad de infiltración decrece gradualmente. Aunque es inevitable un cierto drenaje superficial, puede reducirse a un mínimo disminuyendo el caudal en el extremo superior, utilizando el llamado "corte anticipado"¹ (Fig. 10).

¹ "Cut back"

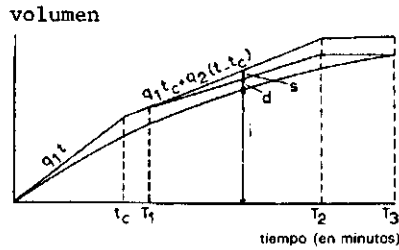


Fig. 10. Volúmenes de riego en fajas en función del tiempo.

T_1 = tiempo de avance hasta el extremo del surco; T_2 = tiempo de entrada del agua; T_3 = tiempo hasta la terminación de la escorrentía; t_c = tiempo del corte anticipado del riego; i = volumen infiltrado por unidad de anchura; d = volumen sobre la superficie del terreno por unidad de anchura; s = volumen de escorrentía por unidad de anchura; q = caudal de riego que entra en la era por unidad de anchura.

Como con el riego en tablares, la eficiencia del riego en fajas y surcos puede mejorarse por medio de la nivelación, puesto que el agua será distribuida más uniformemente. La longitud del surco es otro aspecto importante; cuanto menor sea el recorrido, más corto será el avance del tiempo y menor la diferencia del tiempo de contacto entre la parte superior e inferior.

Si T_1 es el tiempo de infiltración requerido para la profundidad d

$$d = \frac{\theta_{fc} - \theta_o}{100} D = I_{cum}$$

Según la Ec. (15)

$$T_1 = \left[\frac{b + 1}{a} d \right] \frac{1}{b + 1}$$

Si $T_1 \leq \frac{T_l}{4}$, las pérdidas por percolación pueden normalmente mantenerse entre el 15% y 20% de la cantidad aplicada, de forma que β no excederá de 0,25, y en la mayor parte de los casos será menor. Este valor puede aumentar rápidamente si se excede el tiempo límite indicado o si se establecen tiradas más largas, aunque en estos casos, desde luego se ahorra mano de obra al agricultor.

Las pérdidas superficiales en fajas y surcos comienzan en el momento en que se alcanza el extremo final del recorrido. Como se dijo anteriormente, estas

pérdidas pueden reducirse cortando el caudal de entrada en el momento oportuno. Debe notarse, sin embargo, que esta reducción representa solamente una mejora real en la eficiencia en parcela si la cantidad así ahorrada se utiliza en algún otro lugar. Esto puede causar dificultades de organización para los agricultores que deben, de esta manera, controlar diversos grupos de recorridos, con diferentes tiempos de iniciación y terminación. Por esta razón el corte anticipado del caudal no es práctica común. Sin embargo con pendientes moderadas y longitudes de surco moderadamente limitadas, la escorrentía superficial, incluso sin corte anticipado es únicamente del 10% al 15% en la mayoría de los casos.

Las pérdidas en las acequias de la explotación y de la parcela son en general relativamente bajas. Para estimar el manejo del agua en la explotación, la eficiencia de la conducción por estas acequias y de la aplicación en parcela se toman en conjunto y se definen como la eficiencia de riego en la explotación. En la Tabla 2 se dan eficiencias de riego en la explotación obtenidas con diferentes métodos de riego en suelos de diferentes tipos y con distintos grados de preparación de la tierra.

TABLA 2. Eficiencias medias de riego a nivel de explotación (en %) para diversos métodos de riego (KELLER, 1965)

Emplazamiento	Fajas	Surcos	Tablares
1. Suelos arenosos			
bien nivelados	60	40 - 50	70
insuficientemente nivelados	40 - 50	35	n.a.
ondulados o pendientes	n.a.	20 - 30	n.a.
2. Suelos profundos de texturas medias			
bien nivelados	70 - 75	65	70
insuficientemente nivelados	50 - 60	35	n.a.
ondulados o pendientes	n.a.	35	n.a.
3. Suelos superficiales de texturas medias			
bien nivelados	65	50	60
insuficientemente nivelados	40 - 50	35	n.a.
ondulados o pendientes	n.a.	30	n.a.
4. Suelos pesados			
bien nivelados	60	65	60
insuficientemente nivelados	40 - 50	55	n.a.
ondulados o pendientes	n.a.	35 - 45	n.a.

n.a. = no aplicable

10.6 Exceso de riego beneficioso

El riego en exceso sobre las necesidades de evapotranspiración (y preparación del terreno), pero que sirven para controlar el entorno de las plantas, no es una pérdida de agua en el sentido estricto. Se incluyen en el control del entorno cosas tales como, limitación de la concentración de sales en el suelo, protección de las cosechas contra las heladas nocturnas, mantenimiento de la saturación de la capa arable de los campos de arroz, inundación de los campos como protección contra los roedores y malas hierbas, o transporte de fertilizantes o agentes protectores disueltos en agua. Estas cantidades excedentes, excepto para un porcentaje normalmente pequeño que puede evaporar, contribuyen a la descarga de drenaje. Las cantidades implicadas dependen del tipo y grado de control requerido y deben ser estimadas en cada caso particular juntamente con los componentes respectivos de escorrentía superficial y del subsuelo.

Como se estudió en el Capítulo 9, Volumen II, la cantidad de agua de riego en exceso necesaria para el lavado normal de los suelos en zonas áridas o semi-áridas puede estimarse bastante correctamente con tal de que se hayan obtenido bastantes datos en campos de experimentación. Zonas regadas sin suficiente drenaje llegan a resultar seriamente afectadas por salinización. La recuperación de tales áreas requiere la instalación de un drenaje adecuado seguido de un proceso de mejora (lavado, cultivos colonizadores) que puede consumir una cantidad considerable de agua y que puede durar un año o más. No puede esperarse que los sistemas de riego y drenaje, ni los recursos de agua sean suficientes, si esta operación se realiza al mismo tiempo en una parte importante de la zona, y por consiguiente tendrá lugar una recuperación gradual. Los criterios de proyecto no estarán por consiguiente afectados por esta recuperación. Cuando el nivel de salinización en la zona radicular se haya reducido a un valor aceptable, o si en ausencia de riego no ha tenido lugar un proceso previo de salinización, la calidad del agua del suelo debe mantenerse mediante la aplicación de cantidades de agua de percolación adicionales a intervalos de tiempo regulares.

De acuerdo con la Ec.(14) del capítulo anterior, la dosis α a ser añadida a las necesidades netas de los cultivos, para el control de la salinidad en un período dado de tiempo es

$$\alpha = \frac{EC_i}{f(EC_{fc} - EC_i)} \quad (17)$$

donde EC_{fc} es la conductividad eléctrica a la capacidad de campo (en mmhos/cm a 25 °C), relacionada con la conductividad eléctrica del extracto de saturación, EC_e por la igualdad

$$EC_{fc} = 2 EC_e \quad (18)$$

El valor de α en una situación dada depende de la concentración de sales en el agua de riego, EC_1 , de la eficiencia de lavado f , y de la tolerancia, EC_e , de los cultivos (Fig.11). Es evidente que en zonas áridas y semiáridas, donde la lluvia efectiva es despreciable y la evapotranspiración durante parte del año llega a 300 mm por mes, cualquier valor de α superior a 0,5 implica una capacidad de drenaje considerable.

La eficiencia de la aplicación de agua a nivel de parcela, independientemente de cualquier escorrentía superficial, será óptima cuando las "pérdidas" por percolación estén en concordancia con la dotación requerida αE . Por consiguiente esta eficiencia máxima es

$$e_{a \max} = \frac{E}{E + \alpha E} = \frac{1}{1 + \alpha} \quad (19)$$

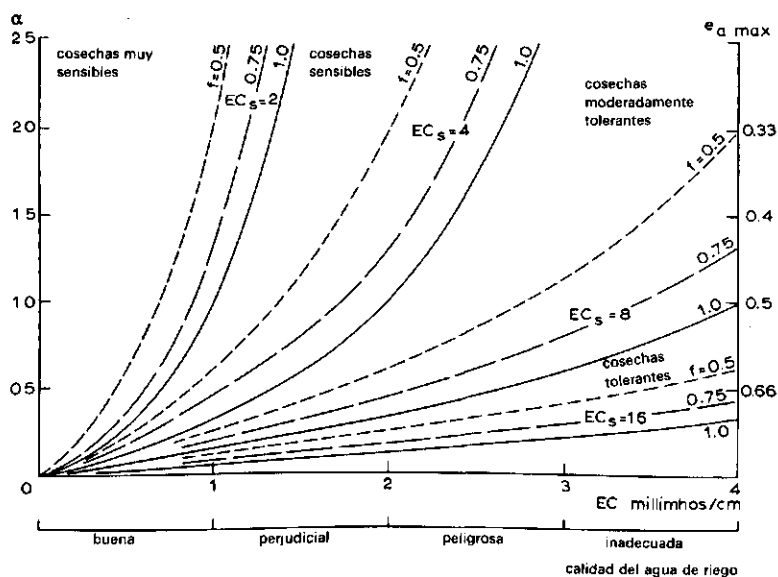


Fig.11. Necesidades de lavado en función de la calidad del agua, eficiencia de lavado y tolerancia a la sal de los cultivos.

Como $e_a \text{ max}$ depende de los mismos parámetros que α , sus valores se indican en el lado derecho de la Fig.11.

En la práctica no es necesario aplicar la fracción adicional en cada riego. Durante períodos punta de necesidades de riego y con recursos de agua limitados, el lavado puede normalmente posponerse durante algunos meses con tal de que los valores de EC_e adoptados tengan un cierto margen con respecto a la tolerancia de las cosechas. Después de tal período, o después de la recolección, debe darse un riego completo para compensar las deficiencias en la dotación para lavado.

La tolerancia de los cultivos en condiciones de agua del suelo salina, expresadas en el valor supuesto de EC_e , están aún sometidas a discusión. La mayoría de los cultivos son moderadamente tolerantes; algunos son sensibles, como los árboles frutales y el trébol blanco. La remolacha azucarera y la caña de azúcar son tolerantes excepto en el período de germinación, en que entran en la categoría de sensibles. La cebada y el algodón no son afectadas por salinidades bastantes altas del suelo en lo que se refiere a los rendimientos, aunque su desarrollo vegetativo puede ser frenado. Por otra parte los rendimientos de arroz y trigo se reducen severamente por una salinidad elevada del suelo en el período de fructificación.

Una cuestión importante es si las pérdidas, más o menos inevitables, por percolación profunda pueden ser utilizadas para el control de la salinidad. En lo que se refiere al riego intermitente, se ha visto en el Apartado 10.5 que las pérdidas por percolación ocurren debido a una aplicación no uniforme de la lámina de agua. En inundación estancada esta no uniformidad es debida a la pendiente o irregularidad de la superficie del terreno. En riego por escorrentía es debida a las diferencias en el tiempo de contacto entre las partes más altas y más bajas del terreno. En ambos casos la altura mínima de agua aplicada, sin riego excedente, corresponde a la necesaria para la humedación de la zona radicular. Una solución práctica, aunque no ideal, es añadir únicamente una parte de la lámina de agua requerida para el control de la salinidad, o nada en absoluto, de forma tal que se acepte un cierto déficit en una zona limitada. Así, parte de las pérdidas por percolación serán utilizadas para evacuación de las sales. Las zonas en las que tiene lugar el déficit y en las que cabe esperar una reducción en los rendimientos, se situarán en el caso de riego por inundación por estancamiento en las partes más altas de los tablares y para el riego por escorrentía, en la parte final de las tiradas (Fig.12 y 13).

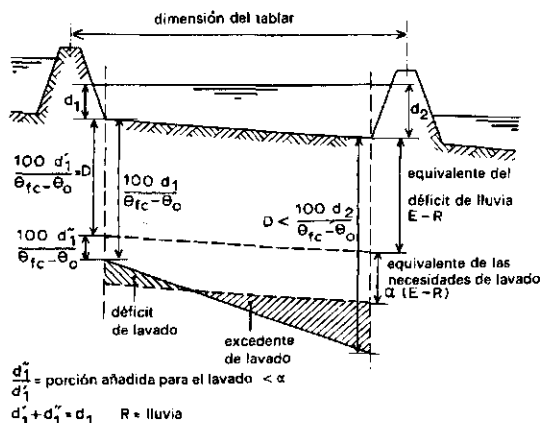


Fig.12. Lavado en un tablar con pendiente.

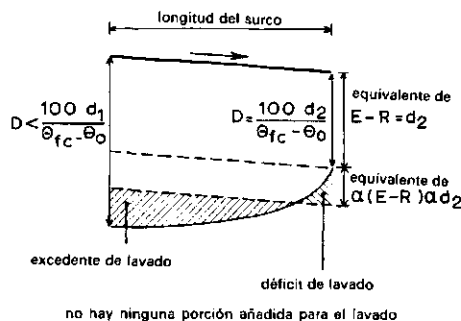


Fig.13. Lavado en riego por fajas.

En campos de arroz con inundación continua la percolación superará normalmente la cantidad necesaria para equilibrar el contenido de sales del agua de riego, por lo que se eliminará cualquier depósito de sales mediante el enfangado y sumersión del campo antes de la plantación.

Si se acepta la solución antes mencionada de reducir el valor de α y hacer una parte de las pérdidas β beneficiosas, fajas de tierra pueden convertirse gradualmente en salinas. En tales casos el trazado de tales parcelas debe cambiarse al cabo de algunos años. El nuevo trazado debe ser tal que las fajas afectadas tengan agua de percolación excedente: con riego por escorrentía, por ejemplo, las fajas afectadas deben situarse en la parte superior de los recorridos. De esta manera el contenido de sales del agua del suelo puede reducirse rápidamente a límites aceptables.

10.7 Reutilización del agua de drenaje

En muchos lugares donde hay una descarga importante y continua de drenaje, el agua de drenaje se utiliza para regar áreas adyacentes a la región donde se origina. Dependiendo de la pendiente de las tierras y de la profundidad de los drenes abiertos, el nivel de agua puede elevarse por encima de la superficie del terreno a distancias mayores o menores del área drenada. El elevar el nivel de agua con respecto a la superficie del terreno puede realizarse mediante una estructura de desviación en el dren principal junto con canales sin pendiente,

o por bombeo. De esta manera el efecto final de las pérdidas de agua en el riego, algunas veces considerables, puede reducirse al menos parcialmente, aplicando el llamado caudal de retorno a zonas próximas.

Para decidir si la reutilización del agua es aceptable, la primera cuestión es ¿cuál es la calidad del agua de drenaje? Como con cualquier otra fuente de agua de riego, la concentración salina no debe sobrepasar un cierto límite, dependiendo del tipo de suelo, cultivos, y relación precipitación/evapotranspiración (Apartado 10.6). En zonas áridas, donde las limitadas precipitaciones no contribuyen al lavado de las sales, este límite es más bajo que en las zonas más húmedas.

La calidad del agua de drenaje dependerá de la calidad del agua de riego original, la porción de suelo que ha pasado por percolación profunda y la salinidad del mismo; cuanto mayor sea dicha proporción y más elevada la salinidad del suelo, menos apropiada será el agua de drenaje para su reutilización. El caudal de retorno, por consiguiente es adecuado para el riego si una parte importante del mismo procede de escorrentía superficial. La escorrentía superficial, tanto de lluvia como de riego, o de excesos de agua procedente de la red de canales, es mucho más irregular en cantidad que la escorrentía del subsuelo.

Se deduce de ello que solamente una parte pequeña del caudal de drenaje total puede considerarse como una fuente segura para el riego. Además, para evitar el riego incontrolado en la zona de reutilización, el caudal punta de descarga debe pasar sin obstáculos la obra de desviación.

Resumiendo estos diferentes aspectos, puede decirse que, incluso si la mayor parte de la descarga procede de escorrentía superficial, no es recomendable una conexión directa entre el sistema de drenaje de una zona y el de riego de otra, teniendo en cuenta los repentinos e importantes cambios de caudal.

La tendencia en los proyectos modernos es conducir el caudal de drenaje fuera de la zona por medio de un dren principal y devolverlo al río donde las sales se diluirán. Suponiendo que su calidad para la reutilización sea aceptable, el agua de drenaje se aplicará al riego aguas abajo.

10.8 Descarga de drenaje debida al riego

Como la magnitud de la descarga de drenaje es una consecuencia del riego, debe señalarse que los factores más importantes y más variables en relación con las diferentes zonas en las Ecs.(8) y (9), son α y β .

Para zonas más o menos húmedas α será cero, mientras que en zonas áridas o semi-áridas, como se indicó en el Apartado 10.6, $\alpha = 0,5$ es prácticamente un límite superior, más allá del cual debe ser reconsiderada la viabilidad del proyecto de riego, con referencia especial a la combinación de suelos, calidad del agua y cultivos. Para zonas semiáridas, donde a causa de sus recursos de agua disponibles, se localiza la mayoría del riego subtropical, puede suponerse un valor medio de $\alpha = 0,25$.

Las pérdidas de agua de riego expresadas por β varían ampliamente debido a diferencias locales. Para el riego en tablares en superficies con ligera pendiente razonablemente controladas, pueden suponerse valores de β de 0,2 a 0,3. Para el riego por escorrentía en fajas o surcos y con longitudes de surco cumpliendo las normas requeridas y un suministro controlado, tal como se discutió en el Apartado 10.4, el valor de β puede variar de 0,3 a 0,5.

La eficiencia de riego en parcela e_a , que resulta de la combinación de los valores α y β puede obtenerse del diagrama de la Fig.14. Para los valores superiores de β , riego en tablares y $\alpha = 0,25$, e_a varía entre 0,6 y 0,7, y para riego por escorrentía entre 0,5 y 0,6. Del Apartado 10.3 puede derivarse un límite práctico para e_c , suponiendo un sistema flexible de suministro con pérdidas pequeñas de funcionamiento. En este caso la eficiencia global para riego en tablares y por escorrentía variará entre 0,45 y 0,65, suponiendo los valores arriba indicados de α y β .

Sin embargo, si las pérdidas de funcionamiento son del orden del 20% del suministro total, como sucede frecuentemente, la eficiencia global puede disminuir hasta valores tan reducidos como 0,35 a 0,5. Puede hacerse una estimación fiable de los valores de los diferentes factores implicados, especialmente de α y β por medio de experiencias de campo y pruebas en campos agrícolas.

De los valores indicativos arriba mencionados, de las eficiencias a nivel de parcela y global y de las Ecs.(6) y (7) se deduce que es evidente que las descargas de drenaje en altura de lámina de agua o por unidad de área son del mismo orden de magnitud que el suministro para el riego. Debe señalarse que los

supuestos hechos en lo que sigue del capítulo solamente son válidos si la contribución por las precipitaciones es despreciable o de poca importancia.

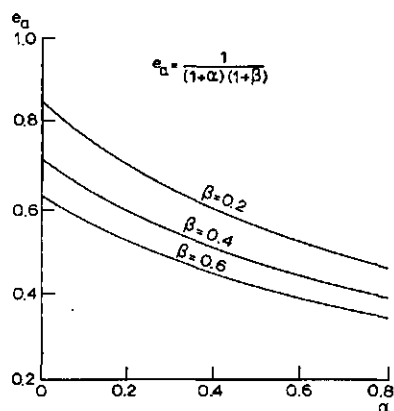


Fig. 14. Relación entre α , β y e_a .

En el caso en que la eficiencia a nivel de parcela varíe de 0,5 a 0,7, las descargas de drenaje, excluyendo las pérdidas del canal, variarán según

$$0,45 E < D_a < E$$

La descarga en una gran zona, incluyendo la parte aportada por las pérdidas de conducción en los canales y acequias y suponiendo una eficiencia global de 0,45 a 0,65 resulta de un orden de magnitud

$$0,5 E < D_A < 1,2 E$$

Sin embargo, como ya se ha dicho, la eficiencia global puede ser tan baja como 0,35, especialmente cuando el sistema de suministro rotacional está defectuosamente ajustado a las necesidades de los cultivos o si las prácticas de riego en parcela están por debajo de unas normas razonables.

En tales casos la descarga de drenaje global en un período específico de tiempo, por ejemplo, la estación de cultivos, será el doble de las necesidades de riego netas.

En algunas zonas la capacidad de drenaje natural puede ser tal que baste para las necesidades de drenaje causadas por escorrentía del subsuelo, mientras que el drenaje superficial requerirá un sistema de drenes colectores y de parcela, que deben construirse el mismo tiempo que los canales de riego.

10.9 Bibliografía

- CRIDDLE, W.D., DAVIS, S., PAIR, C.H. y SHOCKLEY, D.G. 1956. Methods for evaluating irrigation systems. Handbook No.82, USDA, Washington DC. 24 pp.
- KELLER, J. 1965. Effects of irrigation method on water conservation. J.Irr. and Drainage Div.ASCE 91:61-72.
- POIREE, M. y OLLIER, Ch. 1968. Irrigation, les réseaux d'irrigation: théorie, technique et économie des arrosages. Editions Eyrolles, Paris, 405 pp.

Sugerencias para lecturas adicionales

- HAGAN, R.M., HAISE, H.R. y ADMINSTER, T.W. (Eds.) 1967. Irrigation of Agricultural lands. Am.Soc.Agron.Publ., Madison, Wisc.USA, 1180 pp.
- HOUK, I.E. 1951. Irrigation engineering. Vol.I: Agricultural and hydrological phases. Wiley, Chapman and Hall, New York, 545 pp.
- HOUK, I.E. 1956. Irrigation engineering. Vol.II: Projects, conduits and structures. Wiley, Chapman and Hall, New York, 531 pp.
- ISRAELSON, D.W. y HANSEN, V.E. 1962. Irrigation principles and practices. Wiley and Sons, Inc., New York, 467 pp.
- RAADSMA, S. y SCHRALE, G. 1971. Annotated bibliography on surface irrigation methods. Int.Inst. for Land Reclamation and Improvement, Bibliography No.9, 72 pp. Wageningen.

TEORIAS DEL DRENAJE AGRICOLA Y DE LA ESCORRENTIA

II. CRITERIOS DE DRENAJE AGRICOLA

J. KESSLER

*Especialista en Manejo del Suelo y del Agua
International Institute for Land
Reclamation and Improvement*

revisado por

J. W. VAN HOORN

C. L. VAN SOMEREN

J. H. BOUMANS

Conferenciantes en el Curso de Drenaje Agrícola

J. Wesseling (1962–1966)

Institute for Land and Water Management Research

P. J. Dieleman (1967–1969)

International Institute for Land Reclamation and Improvement

J. Kessler (1970–1971)

International Institute for Land Reclamation and Improvement

J. H. Boumans (1972)

Land Improvement and Reclamation Company

11. Criterios de drenaje agrícola

11.1	Introducción. Formulación de los criterios de drenaje	137
11.2	Profundidad deseable de la capa freática	139
11.2.1	Drenaje fuera de la estación principal de crecimiento	139
11.2.2	Drenaje en la estación de cultivo	142
11.2.3	Drenaje de sales	145
11.3	Criterios para zonas sin riego	146
11.3.1	Consideraciones generales	146
11.3.2	Empleo del método de régimen variable para establecer los criterios de drenaje	150
11.4	Criterios para zonas en riego	157
11.4.1	Descarga y nivel de la capa freática	157
11.4.2	Fórmula para cálculos en régimen variable	162
11.4.3	Cálculo para el período de riego punta	164
11.4.4	Cálculo basado en el concepto de equilibrio dinámico	167
11.5	Bibliografía	171

OBJETIVOS DE ESTE CAPITULO

Se formulan criterios de drenaje en áreas con agua procedente de las precipitaciones o del riego en términos de la descarga requerida, control de la capa freática y control de la salinidad. La metodología se basa en condiciones de flujo en régimen permanente y variable.

11.1 Introducción: Formulación de los criterios de drenaje

El objetivo del drenaje agrícola es evitar que se presente una condición de exceso de humedad en la zona radicular que, directa o indirectamente, tenga un efecto perjudicial sobre el crecimiento de los cultivos, y, además, lograrlo sobre una base económica positiva. En zonas áridas un objetivo adicional es evitar la acumulación de sales en la zona radicular o lavar las sales acumuladas en el perfil del suelo.

La mayor parte de los cultivos requieren que el suelo no esté saturado en la zona radicular, siendo generalmente el control de la capa freática mediante el drenaje un medio efectivo de asegurar esta condición.

Sin embargo debe tenerse en cuenta que en los suelos con una percolación restringida, debido a la presencia de capas densas poco permeables, el problema puede ser la acumulación de exceso de agua sobre la superficie del terreno o una capa freática colgada a una cierta profundidad en el perfil. En tales condiciones un suelo no puede ser convenientemente drenado haciendo descender simplemente el nivel de la capa freática. Este efecto restringido del drenaje subsuperficial sobre las condiciones de humedad y salinidad en la zona radicular debe tenerse en cuenta al discutir los criterios del drenaje agrícola.

Formulación de los criterios de drenaje

Para condiciones de agua subsuperficial en régimen permanente las fórmulas discutidas en el Cap.8, Vol.II pueden escribirse en la forma general:

$$L^2 = 8 KD \frac{h}{q} \quad (1)$$

en que KD representa al suelo, caracterizado por la conductividad hidráulica, espesor y posición relativa con respecto al nivel del dren de las distintas capas diferenciadas, y la relación h/q la combinación elegida del nivel de la capa freática y descarga de los drenes requerida para evitar la presencia de exceso de agua en la zona radicular. El término h/q es pues el criterio de drenaje para condiciones de agua subsuperficial en régimen permanente.

Para condiciones de agua subsuperficial en régimen variable los criterios de drenaje no pueden ser expresados en términos de un nivel fijado de la capa

freática con una correspondiente descarga fija en los drenes. En lugar de ello, los criterios son formulados en términos de una velocidad a la que debe descender la capa freática. Esto puede verse escribiendo la ecuación de drenaje de Glover-Dumm modificada, discutida en el Cap.8, Vol.II:

$$L^2 = \pi^2 \frac{KD}{\mu} \frac{t}{\ln(1,16 h_o/h_t)} \quad (2)$$

en que KD/μ caracteriza el suelo y el término $t/\ln(1,16 h_o/h_t)$ representa el criterio de drenaje para condiciones de agua subsuperficial en régimen variable.

NOTA: El símbolo h en las fórmulas de drenaje se refiere siempre a la altura de la capa de agua sobre el nivel de los drenes (carga hidráulica disponible), mientras que la profundidad crítica del agua subsuperficial se define con relación a la superficie del suelo. Por tanto debe tenerse en cuenta implícitamente la profundidad del dren cuando se elige un criterio de drenaje.

La elección apropiada del criterio de drenaje dependerá del conjunto siguiente de condiciones:

- hidrológicas, que determinan la cantidad de exceso de agua que ha de drenarse en un tiempo determinado
- agronómicas, que dependientes de los cultivos y condiciones específicas del suelo, determinan el límite superior permisible del contenido de humedad del suelo en la zona radicular y su duración
- del suelo, que determinan las relaciones: entre aireación y contenido de humedad, nivel de la capa freática y contenido de la humedad del suelo y nivel de la capa freática y ascensión capilar
- económicas, que determinan la relación coste-beneficio, es decir, la relación entre los costes de instalar un sistema de drenaje y los beneficios que se derivan al ser menos frecuentes y severas las mermas en los rendimientos.

La complejidad de la interacción entre todas estas condiciones significa que un criterio de drenaje sólo debe considerarse como un intento - basado en un conocimiento empírico y razonamiento teórico - de expresar los objetivos de un futuro sistema mediante un único valor, por ejemplo h/q , que pueda ser manejado matemáticamente.

11.2 Profundidad deseable de la capa freática

Antes de decidir sobre el control necesario de la capa freática, deben primero considerarse qué objetivos se persiguen bajo las condiciones específicas dadas.

En un sentido amplio, el fin que se persigue será uno de los siguientes (VAN BEERS, 1966):

- evitar el encharcamiento en la época fuera de la estación principal de crecimiento; su efecto sobre el crecimiento de los cultivos será indirecto, y podría llamarse "drenaje del suelo" o "drenaje fuera de la estación principal de crecimiento";

- evitar el encharcamiento durante la estación principal de crecimiento; esto tendrá un efecto directo sobre el desarrollo de los cultivos y se denominará "drenaje en la estación de cultivo";

- evitar la salinización del suelo por el riego o por el ascenso capilar del agua subsuperficial al que se denominará "drenaje de sales".

11.2.1 Drenaje fuera de la estación principal de crecimiento

En climas templados, marítimos, el exceso de precipitación generalmente sólo se presenta durante la estación de invierno. Este hecho es obvio partiendo de los datos de la precipitación mensual y evaporación para la parte central de Holanda como se muestra en la Fig.1.

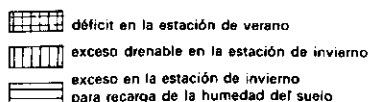
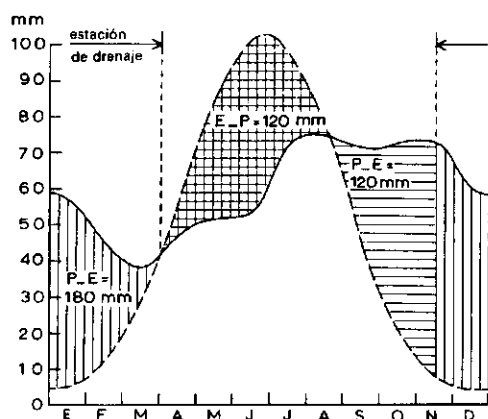


Fig.1. Precipitación media mensual y evaporación en Holanda.

Durante el período de abril hasta agosto la evaporación media excede a la precipitación en unos 120 mm, mientras que desde septiembre a marzo la precipitación media excede a la evaporación en unos 300 mm. Suponiendo una capacidad de almacenamiento del suelo de unos 120 mm después de la estación deficitaria del verano y que no hay riego, la cantidad total de agua que ha de drenarse durante la estación de invierno será $300 - 120 = 180$ mm. Bajo las condiciones climáticas medias en Holanda, un exceso de precipitación acumulada de 120 mm se alcanzará a mediados de noviembre, lo que indica el principio de la estación de drenaje.

Sin embargo, las condiciones climáticas medias no son suficientes para caracterizar el clima. Estudios de frecuencias muestran que una vez en 5 años el déficit de precipitación en verano en Holanda es solamente de unos 50 mm y casi nulo una vez en 10 años. En años húmedos esto hace que la estación de drenaje se extienda aproximadamente desde finales de agosto hasta principios de mayo, intervalo que está aún fuera del período principal estival de crecimiento. Realmente se registra en verano una lluvia de elevada intensidad, por ejemplo 70 mm en 5 días una vez en 5 años, pero la capacidad de almacenamiento de humedad del suelo es generalmente lo suficientemente grande para evitar un ascenso no permisible de la capa freática.

La conclusión es, entonces, que elevadas capas freáticas se presentan solamente fuera de la estación principal de crecimiento, y puede por consiguiente surgir la pregunta de por qué es necesario el drenaje. El Cap.4, Vol.I, presenta un número de argumentos en favor del drenaje tales como el efecto sobre las condiciones del tráfico, en la estructura y temperatura del suelo, en la nitrificación y otras actividades microbiológicas.

No son abundantes los datos cuantitativos fuera de la estación principal de crecimiento, de los cuales podría deducirse una profundidad deseable de la capa freática para diferentes cultivos y tipos de suelo. SIEBEN (1963) refiriéndose a investigaciones en parcelas drenadas con tubos enterrados en parte de los polders del lago IJssel en Holanda, relacionó los rendimientos de varios cultivos, sembrados en otoño y primavera, con las profundidades de la capa freática en invierno expresadas en valores SEW-30 (Fig.2). SEW-30 significa la suma de los valores diarios que resultan de restar a 30 cm la profundidad de la capa freática (cuando es inferior a 30 cm), medida a una distancia media entre los drenes durante el invierno, expresada en cm días. Sieben encontró que no se produce daño al cultivo, suelo o manejo general de la explotación si la capa freática no se eleva a menos de 30 cm de la superficie del suelo durante el invierno.

(Las capas freáticas durante el verano fueron profundas y no interfirieron con las rendimientos, confirmando las observaciones sobre el nivel de la capa freática en un campo experimental publicadas por VAN HOORN, 1958.)

Expresado en SEW-30 se da un valor de 200 como un límite, por debajo del cual no se producen daños; para los polders del Lago IJssel este valor era equivalente a un criterio de drenaje en régimen permanente h/q igual a $30/7$ (véase Ec.(1)). Valores de SEW- más elevados tenían efectos mercadadamente perjudiciales, dependiendo al daño de la frecuencia y duración de la excedencia (véase Fig.2).

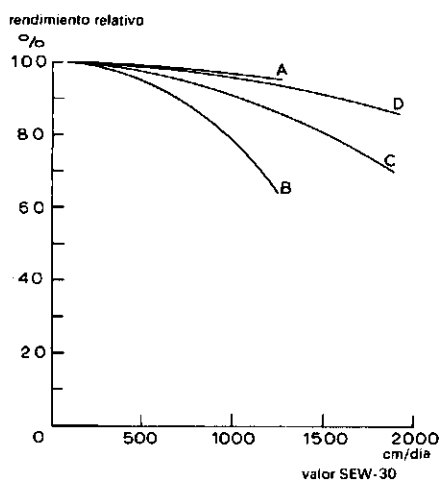


Fig.2. Rendimientos relativos de 4 cultivos en relación con el valor del SEW-30 en parcelas provistas con drenaje de subsuelo (según SIEBEN, 1963).

Se citan los siguientes factores para explicar el efecto de la capa freática en la estación fuera de la época principal de crecimiento sobre el desarrollo de los cultivos durante el verano:

- capas freáticas elevadas significa que el suelo está frío y húmedo; como resultado, la siembra se prepara bajo condiciones desfavorables a principios de la primavera y/o la plantación se retrasa;

- capas freáticas altas conducen a un deterioro de la estructura del suelo y consecuentemente a una aireación reducida;

- aireación insuficiente y temperaturas relativamente bajas significan que hay una mineralización y nitrificación insuficientes existiendo por consiguiente una escasez de aporte de nitrógeno (este efecto puede ser compensado en parte por una fertilización elevada con nitrógeno);

- puede ser obstaculizada la absorción de otros iones, por ejemplo manganeso.

Debe señalarse que la profundidad crítica de la capa freática de 30 cm encontrada en los estudios de Sieben se refiere a suelos marinos recientemente rescatados en los polders del Zuiderzee, que solamente han madurado hasta poca profundidad (véase Cap.32, Vol.IV). Se desconocen informes de estudios comparables en otros tipos de suelos.

11.2.2 Drenaje en la estación de cultivo

Durante la estación de crecimiento el sistema radicular se desarrolla hasta una profundidad mucho mayor y es más vigoroso que durante el período restante. Consecuentemente es de importancia primordial una aireación adecuada en la zona radicular y constituye el primer objetivo del drenaje. Las necesidades de aireación de los cultivos y las condiciones físicas de los suelos relativas a aireación deben determinar ahora la profundidad deseable de la capa freática durante las distintas fases del crecimiento del cultivo. Aunque se han realizado muchas investigaciones, sólo se dispone de unos pocos datos que pueden ser usados para cuantificar los criterios de drenaje.

Partiendo de datos disponibles, SALAMIN (1957) en Hungría ha recopilado una tabla tentativa que da las reducciones de rendimiento en porcentaje para varios cultivos, cuando hay encharcamiento durante períodos de 3, 7, 11 y 15 días consecutivos en cualquier mes. Partiendo de estos datos es evidente que la reducción de rendimiento es mucho mayor si el período de encharcamiento se presenta hacia la mitad de la estación de crecimiento que si se presenta durante el período restante. Sin embargo, como el encharcamiento fué definido por Salamin como una inundación completa del suelo y no se tuvieron en cuenta variaciones en las condiciones del mismo, los datos no pueden conducir a una formulación del criterio de drenaje.

Trabajo experimental en Holanda

VAN HOORN (1958) describe los resultados obtenidos en Holanda en un campo experimental del nivel de capa freática con cultivos sobre un suelo arcilloso de origen marino. Durante un período de 8 años la capa freática en invierno se mantuvo permanentemente a 40 o 30 cm de profundidad mientras que las capas freáticas en verano se mantuvieron escalonadas, oscilando desde 40 a 150 cm por debajo de la superficie del suelo. Los rendimientos de la mayoría de los cultivos sobre capas freáticas superficiales en verano mostraron un decrecimiento, debido a una

aireación insuficiente de la zona radicular, lo que condujo a un mal desarrollo de las raíces y a una nitrificación inadecuada. Además, la estructura del suelo de parcelas con capa freática elevada en verano se deteriora gradualmente, lo cual es una condición desventajosa para las operaciones de laboreo. La misma capa freática elevada durante la época fuera de la estación principal de crecimiento no produjo efectos adversos sobre la estructura del suelo. De aquí que sea una combinación de una capa freática elevada y las operaciones de cultivo lo que afecta a la estabilidad estructural del suelo, haciendo vulnerable a la compactación la capa superior con los perjuicios consiguientes.

El efecto de distintos niveles de capa freática sobre praderas fué investigado por MINDERHOUD (1960). Sus ensayos cubrieron un período de 4 años y se realizaron en un campo experimental que se encontraba sobre una arcilla pesada aluvial. A lo largo del año las capas freáticas en las distintas parcelas se mantuvieron a niveles constantes que oscilaron entre 40-150 cm por debajo de la superficie del suelo. La investigación puso de manifiesto que en este tipo de suelo no hay una profundidad única a la cual la capa freática puede ser considerada como óptima para la pradera a lo largo de todo el año. En lugar de ello, los mejores resultados se obtuvieron con niveles variables, dependientes de las condiciones dominantes del tiempo. En un verano seco, una capa freática elevada con nivel a pocos decímetros será óptima para praderas en pastoreo intensivo. En un verano húmedo, la misma escasa profundidad puede significar una reducción en el beneficio neto, no debido a una disminución en la producción de forraje bruto (que puede ser bastante buena), sino debido a pérdidas derivadas de la mala calidad del mismo y al deterioro de la estabilidad estructural del suelo (compactación, enlodado, malas condiciones para el tráfico) y especialmente el pastoreo y utilización del forraje. Teniendo en cuenta estas posibles pérdidas, resulta claro que una profundidad de la capa freática a 100 o más cm es preferible durante la estación húmeda. Reconociendo que las condiciones del tiempo pueden variar mucho de un año a otro, Minderhoud llegó a la conclusión de que en praderas usadas intensivamente, la capa freática debe estar al menos a 60 cm de profundidad en verano, mientras que en invierno una profundidad de 20-30 cm es aceptable. Este elección significa un compromiso entre producción óptima y bajos costes de manejo, aunque al mismo tiempo está estrechamente relacionada con las fluctuaciones naturales en el nivel de la capa freática a lo largo del año. HOOGERKAMP y WOLDRING (1965) han señalado también la relación entre la producción de los cultivos y el nivel de la capa freática partiendo de datos recogidos en este campo experimental. Sus conclusiones para las parcelas con pradera fueron las

mismas que las publicadas por Minderhoud. Para los cultivos arables encontraron que la profundidad óptima de la capa freática durante la estación de crecimiento era de 100-110 cm.

A falta de datos más concluyentes, pero basando las sugerencias en valores empíricos generalmente aceptados, en la Tabla 1 se dan los niveles deseables de la capa freática para praderas y cultivos durante la estación de crecimiento.

TABLA 1. Profundidad de la capa freática recomendada para las condiciones en Holanda

Textura del suelo	Profundidad de la capa freática que sólo debe ser excedida durante períodos de corta duración	
	pradera	cultivos
gruesa	0,4 - 0,6 m	0,6 - 0,9 m
media	0,6 - 0,9 m	0,9 - 1,2 m
fina	0,6 - 0,9 m	1,2 - 1,5 m

Aunque estos valores son válidos para la mayoría de los cultivos, pueden introducirse modificaciones compatibles con la tolerancia específica de ciertos cultivos a distintas condiciones de aireación.

NOTA: Los resultados obtenidos en campos experimentales en Holanda muestran que el beneficio del drenaje es principalmente atribuible más que a cualquier efecto directo sobre la producción de los cultivos durante la estación de crecimiento, a su efecto positivo sobre las condiciones de laboreo y de tráfico. De hecho, muy frecuentemente una decisión del agricultor para drenar sus campos está enteramente basada en evitar problemas prácticos de manejo durante el otoño y primavera cuando las operaciones de recolección, laboreo y pastoreo pueden ser dificultadas debido al encharcamiento. Resulta claro que los factores de manejo, aunque fundamentales para evaluar los resultados económicos del drenaje, son tan difíciles de cuantificar como la relación directa entre el rendimiento del cultivo y la profundidad de la capa freática. Esta relación se considera frecuentemente como lo único que importa en la evaluación del drenaje.

11.2.3 Drenaje de sales

La falta de humedad en la zona radicular del terreno regado es un hecho que inevitablemente se presenta de una forma periódica. Esta falta se encontrará durante un período de barbecho o algún tiempo después de una aplicación del agua de riego. El déficit producirá un movimiento ascendente del agua hacia la zona radicular, arrastrando con ella una cierta cantidad de sales que se añaden a las aportadas por el agua de riego. El transporte ascendente de humedad y de sales está relacionado con la profundidad de la capa freática.

Bajo condiciones de drenaje neutras, lo que significa que no hay drenaje natural ni una aportación subterránea de agua procedente de áreas adyacentes más elevadas, la capa freática descenderá rápidamente durante la estación de barbecho como resultado de la evapotranspiración. Este descenso se producirá hasta una profundidad en la que el transporte vertical de humedad y de sales se hace prácticamente nulo. A esta profundidad se la denomina profundidad crítica.

Sin embargo, los proyectos de drenaje están situados frecuentemente en áreas bajas que reciben una aportación neta subsuperficial generalmente salina y que de hecho es agua de drenaje de las zonas circundantes. Bajo estas condiciones la profundidad crítica no se alcanzará por evapotranspiración, y si la capa freática no se mantiene a o por debajo de la profundidad crítica mediante un sistema de drenaje, el transporte ascendente de la humedad y de la sal continuará a lo largo de toda la estación sin riego. Es por esta razón por la que en áreas regadas, los drenes deben instalarse a gran profundidad, es decir, por debajo de la profundidad crítica. La profundidad crítica, que puede definirse como aquella en la que el transporte capilar ascendente se hace menor de $0,5 \text{ mm/día}^1$, no es la misma para todos los suelos. Los de textura media, con una conductividad relativamente alta en condiciones no saturadas, tienen un transporte ascendente mayor que los suelos arenosos de textura gruesa y los suelos de textura fina.

La relación entre la salinización por capilaridad y la profundidad de la capa freática ha sido estudiada por TALSMAN (1963) para varios suelos en Australia (Fig.3). Otro trabajo en este campo ha sido presentado por WIND (1955), KOVDA (1961), y MARSHALL (1959).

¹ Otros autores hablan de $1,0 \text{ mm/día}$, como valor medio a lo largo del año.

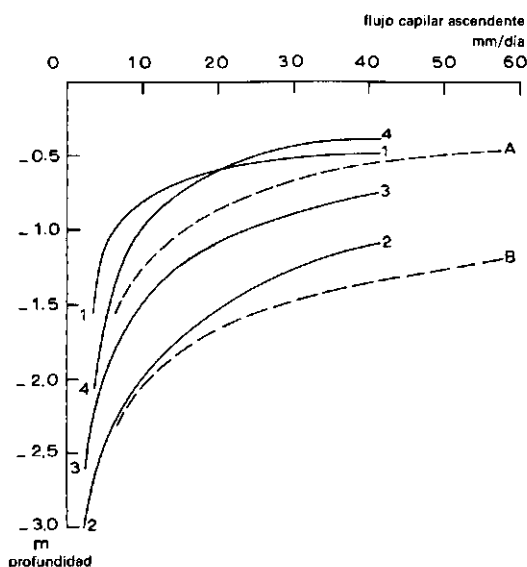


Fig. 3. Relación entre la profundidad de la capa freática y el flujo capilar ascendente.

11.3 Criterios para zonas sin riego

11.3.1 Consideraciones generales

Aunque en los apartados anteriores se ha hablado de la profundidad deseable de la capa freática, será desde luego obvio, que ésta puede elevarse ocasionalmente a niveles muy superiores después de una lluvia intensa o de una aplicación de riego. Hay, por tanto, dos formas en las que el criterio de drenaje puede ser formulado. Puede expresarse en términos de flujo en régimen permanente como la descarga requerida en el dren cuando la capa freática se ha elevado hasta una cierta profundidad por debajo de la superficie del terreno, o expresarse en términos de régimen variable como el descenso de la capa freática requerido dentro de un cierto período de tiempo después de que aquella haya ascendido hasta cerca de la superficie.

El criterio depende del exceso de agua esperado, de las condiciones del suelo, cultivos y relación coste-beneficio del sistema de drenaje. Los beneficios de un sistema de drenaje son difíciles de calcular ya que el drenaje afecta no solamente al rendimiento del cultivo sino también a las condiciones de laboreo sobre suelo

arable y a las posibilidades de pastoreo sobre pradera, factores todos que vienen bajo el encabezamiento general de manejo de la explotación. Siendo ya difíciles de calcular los beneficios de un sistema de drenaje, ésto será mucho más cierto para evaluar los beneficios debidos a un cambio en el criterio de drenaje. Por ejemplo, ¿que beneficio podría derivarse en un cierto caso si la descarga requerida se aumentase de 7 a 10 mm/día?

Por esta razón los criterios de drenaje se han establecido generalmente sobre la base de observaciones de campo y experiencia de los agricultores. Basándose en ello, Hooghoudt en Holanda observó que las condiciones de laboreo y rendimientos eran satisfactorios en suelo labrado que se drenaba con tubos enterrados a una profundidad de 1 m aproximadamente y donde se medían descargas de unos 5 mm/día en combinación con una capa freática a 50 cm, lo que para una profundidad de drenes a 1 m significa una relación h/q de 100 días.

En realidad, actualmente son utilizados en Holanda los siguientes criterios de drenaje expresados en términos de flujo en régimen permanente (Tabla 2).

TABLA 2. Criterios de drenaje empleados en Holanda

Uso del suelo	Descarga	Profundidad de la capa freática	h en m (profundidad de drenes 1 m)	Relación h/q
	(q en m/día)	(en m)		(en días)
pradera	0,007	0,30-0,40	0,70-0,60	100-85
suelo laborable	0,007	0,40-0,50	0,60-0,50	85-70
polders del Lago IJssel rescatados recientemente	0,007-0,010	0,30	0,70	100-70
huertos	0,007	0,50-0,70	0,50-0,30	70-40
plantas raíces	0,010	0,50	0,50	50
cultivos hortícolas	0,007	0,60-0,70	0,40-0,30	60-40
invernaderos	0,020-0,030	0,40	0,60	30-20

Estos criterios se aplican extensivamente en Holanda, sin tener en cuenta la topografía específica del área. Sin embargo, cuando hay evidencia de que habrá un aporte de agua por filtración dentro del área que no será interceptado (completamente) por el sistema de cauces de agua, tal aporte deberá tenerse en cuenta al elegir el criterio de descarga. Por el contrario, pérdidas en el área por

filtración puede ser una razón para aceptar valores más bajos en el criterio. Un sistema de drenaje basado en los criterios anteriores se traducirá en capas freáticas que estarán a o por debajo de la profundidad de los drenes durante la estación de crecimiento abril - septiembre. En el período invernal noviembre - marzo la capa freática estará por encima de la profundidad de los drenes y se producirá la descarga del exceso de agua.

La capa freática puede elevarse hasta una pequeña profundidad durante cortos períodos sin perjudicar al cultivo o interferir con un buen manejo de la explotación. Teniendo en cuenta esta tabla resulta claro que con una profundidad de drenes de 1 m, un criterio de drenaje que comprenda una descarga de 0,007 m/día cuando la capa freática esté a 0,50 m de profundidad expresa el mismo grado de control de la capa de agua que un criterio que comprenda una descarga de 0,010 m/día con una profundidad de capa freática de 0,30 m, puesto que la relación h/q es la misma.

Francia, Bélgica y Alemania del Noroeste aplican virtualmente los mismos criterios de drenaje que los citados en la Tabla 2. Inglaterra trabaja sobre la base de criterios de drenaje que solamente sirven para calcular el diámetro del dren y que están relacionados con la lluvia anual (Nota Min.de Agricultura del Reino Unido, 1967, véase Tabla 3).

TABLA 3. Descargas para diseño del drenaje subsuperficial, en relación con la precipitación en el Reino Unido

Precipitación media mm/año	Descarga de diseño (q) para drenaje subsuperficial			h/q en días h = 80 cm
	mm/día	pulgadas/día	especificación	
2000	25	1,0	situaciones normales	30
1500	19	0,75	situaciones normales	40
1000	13	0,5	situaciones normales	60
875	10	0,4	situaciones normales en terreno elevado	80
<875	7,5	0,3	áreas de control de capa freática (que no sean suelos turbosos)	105
<875	6,5	0,25	marjales turbosos profundos (>60 cm de turba)	120

No se dan criterios sobre la profundidad del drenaje siendo las necesidades de descarga las cantidades máximas que han de evacuarse por el sistema de drenaje, es decir, para una capa freática en o próxima a la superficie. Una comparación de las normas inglesas para un precipitación de una clase menor de 875 mm con los criterios holandeses, muestra que los valores de h/q son del mismo orden para $h = 80$ cm, es decir, una profundidad de drenes de 1 m y una capa freática a 20 cm por debajo de la superficie.

Los criterios de drenaje tal como se presentan en la Tabla 2, no se emplean en otras partes de Alemania y algunos países del Este de Europa. El enfoque para el diseño de drenaje descansa sobre la base puramente empírica de una correlación directa entre el tipo de suelo (caracterizado principalmente por sus clases texturales), uso del suelo y topografía, frente a la profundidad y espaciamiento de drenes requeridos. Generalmente esta base de diseño se refiere a suelos con mala estructura y con capacidad de infiltración limitada comparada con la intensidad de lluvia. Tales suelos tendrán un drenaje superficial considerable, reduciéndose por tanto las necesidades de drenaje subsuperficial.

Como ya se ha dicho, los criterios que figuran en la Tabla 2 se usan en casi toda Holanda, sin hacer modificaciones para diferencias en profundidad de drenes, en los suelos o en el espacio de poros drenable. Aunque teóricamente usando un único y el mismo criterio para diferentes profundidades de drenes y espacios porosos drenables, resultarán distintas elevaciones de la capa freática, estas diferencias pueden ser en la práctica, bastante pequeñas. Para ilustrarlo, si se toma el criterio de drenaje que comprende una descarga de 0,007 m/día con una profundidad de capa freática de 0,40 m y dos profundidades de drenes, 0,80 y 1,20 m, la relación h/q para la profundidad de drenes de 80 cm será dos veces más pequeña, lo que significa un criterio de drenaje más estricto. Sin embargo contrarrestando la ventaja de un criterio de drenaje más rígido, está el hecho de que la cantidad de agua que puede ser almacenada en el perfil del suelo, entre la profundidad del dren y una profundidad de 40 cm, es también dos veces más pequeña.

En áreas con un clima continental caracterizadas por chubascos de verano de elevada intensidad, tales como los estados centrales de U.S.A., no pueden evitarse capas freáticas temporalmente elevadas, que alcancen incluso la superficie del terreno. Los criterios de drenaje se formulan entonces como la velocidad de descenso requerida de la capa freática después de registrarse la presencia ocasional de lluvia de elevada intensidad y un ascenso de la capa freática hasta

cerca de la superficie del suelo. Un criterio muy empleado es que la capa freática deberá descender desde la superficie del terreno hasta al menos 30 cm en 24 hrs y hasta 50 cm en 48 hrs (KIDDER y LYTLE, 1949). Cuando la capa freática se eleva hasta unos 15 cm por debajo de la superficie del terreno, deberá descender hasta 35-40 cm en un día (NEAL, 1934; WALKER, 1952).

Es interesante comparar los criterios de régimen permanente aplicados en Holanda con los criterios de capa freática descendente aplicados en U.S.A.

Para el criterio de drenaje que incluye una descarga de 0,007 m/día cuando la profundidad de la capa freática es 0,50 m, la carga hidráulica (h) será 50 cm si la profundidad de los drenes es 1 m. Si la capa freática sube hasta la superficie, tanto la descarga como la carga hidráulica se duplicarán¹, siendo respectivamente 0,014 m/día y 100 cm. Para suelos arcillosos con un espacio poroso drenable del 4-5%, ésto se traduciría en un descenso de la capa freática desde la superficie del suelo hasta unos 30 cm el primer día, lo que corresponde al standard de U.S.A. Sin embargo, para suelos arenosos y de textura media con un espacio poroso drenable mayor del 5%, los dos criterios no son comparables: el standard de U.S.A. requeriría una descarga más elevada que el holandés.

11.3.2. Empleo del método de régimen variable para establecer los criterios de drenaje

Cuando pudo disponerse de fórmulas para régimen variable, fué posible calcular los hidrogramas de la capa freática y de descarga para una lluvia de diseño determinada estadísticamente o para los datos reales de lluvia que cubran un período de muchos años. De esta forma se sacaron conclusiones partiendo de estos hidrogramas relativas a la frecuencia de elevaciones de la capa freática y descargas requeridas.

VAN HOORN (1960) hizo uso de una descarga de diseño para un período crítico de precipitación seleccionado, que dedujo de las curvas de altura-duración-frecuencia de lluvia determinadas por análisis estadístico de datos de precipitación (Cap. 18, Vol.III).

Un ejemplo de tales curvas de altura-duración-frecuencia viene dado en la Fig.4.

¹ Esta relación está basada en la relación lineal simplificada dada en la Ec.(1). Realmente la relación muestra un aumento en la descarga que varía en proporción superior a la lineal con la elevación de la capa freática. Esto es debido al segundo término en la fórmula (véase Cap.8, Vol.II) y al valor generalmente creciente de la conductividad hidráulica en las capas del suelo más superficiales.

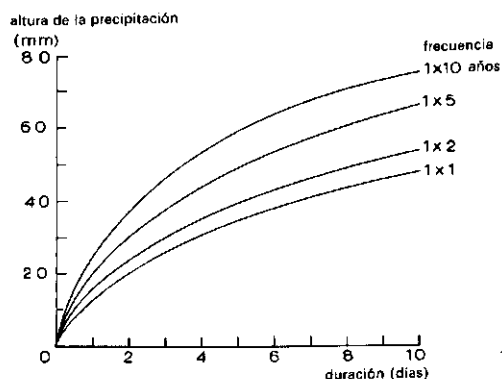


Fig. 4. Ejemplo de curvas de altura-duración-frecuencia de precipitación.

De la curva de frecuencia de una vez en 5 años, se deduce que en un período de 1, 2, 3 y 4 días puede esperarse un total de lluvia de 20, 30, 38 y 44 mm respectivamente. De esto se sigue una secuencia diaria de 20 mm para el primer día, 10 para el segundo, 8 para el tercero y 6 para el cuarto. Puede también suponerse cualquier otra distribución que sumase un total de 44 mm en 4 días.

Empleando la fórmula de régimen variable de Kraijenhoff van de Leur (véase Cap. 8, Vol. II) van Hoorn calculó las elevaciones de la capa freática para:

- lluvias de siete días que se presentan con una frecuencia de una vez en 1, 2, 5 y 10 años, precedidas y seguidas por una lluvia constante de 2 mm/día;
- un espacio poroso drenable de 0,035, que era apropiado para el suelo arcilloso aluvial en estudio;
- una profundidad media de drenes de 90 cm, determinada por la presencia de una buena capa permeable a esa profundidad;
- varios espaciamientos de drenes L como si hubiesen sido calculados con una fórmula para régimen permanente usando criterios de drenaje de 2, 3, 5, 7, 9 y 11 mm/día de descarga cuando la profundidad de la capa freática es de 20 cm.

Los hidrogramas de capa freática - un ejemplo de los cuales se presenta en la Fig. 5 - muestran que en el caso de lluvias de siete días se alcanzarían las siguientes capas freáticas:

Descarga en mm/día del criterio de drenaje	Lluvia en siete días con una frecuencia de			
	1 x año	1 x 2 años	1 x 5 años	1 x 10 años
2-3	0 cm	0 cm	0 cm	0 cm
5	20	10	0	0
7	32	22	8	0
9	40	32	20	0
11	48	40	22	10

En parcelas experimentales y campos drenados con tubos enterrados se observó que un criterio de drenaje que comprendía una descarga de 7 a 9 mm/día con una profundidad de la capa freática de 20 cm correspondía a unas buenas posibilidades de pastoreo sobre pradera durante períodos húmedos. Según los datos de la tabla anterior, tal criterio expresado en términos de régimen permanente, correspondía también a este suelo con una capa freática que se elevara hasta la superficie aproximadamente una vez cada dos a cinco años.

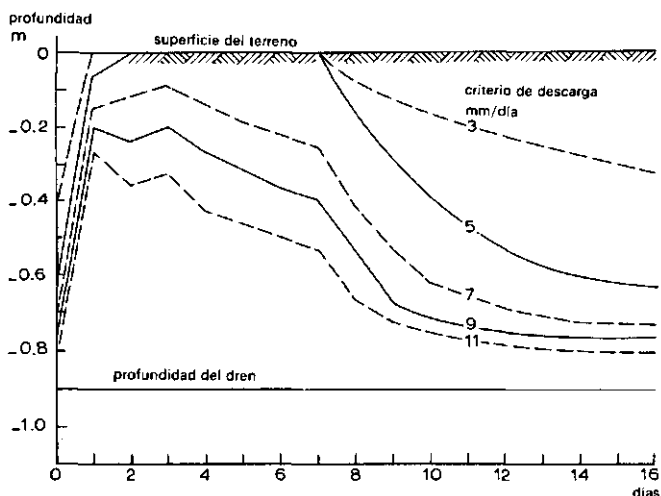


Fig. 5. Ejemplo de hidrogramas de capa freática calculada para distintos criterios de descarga en el caso de una precipitación de siete días que tenga una frecuencia de 1×5 años (según VAN HOORN, 1960).

SEGEREN y VISSER (1971) han descrito el efecto de distintas intensidades de drenaje en huertos de manzanos en suelos franco arcillosos de los polders del Lago IJssel. Encontraron que las raíces de los manzanos pueden soportar capas freáticas elevadas durante seis semanas en invierno, pero en verano, se producía un daño sensible después de una semana de sumersión. Este daño consistía en la podredumbre de las raíces jóvenes y en una disminución en la absorción de nutrientes. Un criterio adecuado es que después de un período de exceso de lluvia en la estación de crecimiento, la capa freática debe descender, en una semana, por debajo de la zona radicular (cerca de 1 m de la superficie del terreno). Niveles de capa freática elevados de hasta 40 cm por debajo de la superficie del suelo, durante períodos de corta duración, parecen no producir daños apreciables. El criterio

de régimen variable puede expresarse como una caída desde 40 cm hasta 100 cm en 7 días, estando los drenes a una profundidad de 110 cm por debajo de la superficie. Esto corresponde a un criterio de régimen permanente que comprende una descarga de 10 mm/día con una profundidad de la capa freática de 60 cm, siendo la relación h/q de 50 días.

Una desventaja de la lluvia de diseño determinada estadísticamente es que la caracterización de la precipitación por curvas de altura-duración-frecuencia es incompleta porque carece de información sobre la lluvia precedente y subsiguiente y porque no especifica la distribución real de la lluvia diaria dentro del período de precipitación intensa. La disponibilidad de los ordenadores hace que hoy sea posible superar esta limitación y obtener hidrogramas de capa freática partiendo de datos de lluvia con series largas y para condiciones especificadas de espacio poroso drenable, profundidad de drenes y coeficiente j en la fórmula de régimen variable (recuérdese que $j = \mu L^2 / \pi^2 K_d$). Las elevaciones diarias de la capa freática pueden ser sometidas a un análisis estadístico. De esta forma VAN SCHILFGAARDE (1965) y DE JAGER (1965), obtuvieron distribuciones de frecuencias previstas de elevaciones de la capa freática.

Por ejemplo, Van Schilfgaarde encontró que para un cierto suelo en Carolina del Norte y para un cierto coeficiente j , puede esperarse que la capa freática se eleve 51 veces en 25 años (unas dos veces por año) hasta 45 cm por encima del nivel de los drenes durante 48 horas o más, y unas tres veces por año 24 horas o más.

Después que ha sido seleccionada una profundidad de drenes, estas elevaciones de la capa freática pueden traducirse en profundidades de la misma. Entonces es de la competencia del agrónomo y del economista decir al ingeniero proyectista qué hidrograma o distribución de frecuencias es aceptable desde el punto de vista de producción de los cultivos y economía de la explotación agrícola. Sin embargo, desgraciadamente en el presente se sabe poco sobre las respuestas de los cultivos a elevaciones variables de la capa freática. El método adoptado por SIEBEN (1963) para caracterizar las distintas elevaciones de la capa freática mediante un solo valor (véase Cap.4, Vol.I, Apt. 11.4.1 del presente capítulo) puede conducir a resultados prácticos como lo demuestra BOUWER (1969).

Recientemente WESSELING (1969) elaboró los resultados del análisis de frecuencias de elevaciones de la capa freática calculados por Jager a partir de los datos de lluvia del período de invierno desde 1913 hasta 1963 en De Bilt, Holanda.

Estos cálculos se hicieron con una computadora para varios valores de los coeficientes j , introducidos en la ecuación de régimen variable derivada por Kraijenhoff.

El estudio de Wesseling permite sacar las siguientes conclusiones:

- El criterio de drenaje da una descarga de 7 mm/día con una capa freática a una profundidad de 50 cm se traduce en profundidades de capa freática que son alcanzadas o excedidas con distintas probabilidades, dependientes del espacio poroso drenable. Si, por ejemplo, se toman profundidades de capa freática de 50 cm, 25 cm y 0 cm (es decir, en la superficie del terreno) respectivamente, se encuentran para una profundidad de drenes de 1 m y distintos valores del espacio poroso, las siguientes probabilidades de excedencia:

espacio poroso drenable μ	profundidad de la capa freática		
	50 cm	25 cm	0 cm
0,02	10 × año	5 × año	2 × año
0,05	5 × año	1 × año	1 × 5 años
0,10	2 × año	1 × 6 años	1 × 20 años

- Si se supone como valor representativo para el espacio poroso drenable de los suelos de Holanda, $\mu=0,05$, el criterio de drenaje puede aparentemente ser también definido como una capa freática a 25 cm por debajo de la superficie del terreno alcanzada o excedida con una probabilidad de una vez por año (1×año). Para cumplir este requisito, la descarga de drenes q del criterio de drenaje en régimen permanente, debe ser modificada según el espacio real poroso drenable como sigue:

μ	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10
q mm/día	19,0	12,0	9,5	8,0	7,0	6,5	6,0	5,5	5,0	4,5

El efecto del espacio poroso drenable sobre la descarga requerida es conocido empíricamente. La descarga en suelos arenosos se reduce a veces a 4 ó 5 mm por día.

- La influencia del espacio poroso drenable puede explicarse por el cambio proporcional en el almacenamiento disponible de agua subsuperficial en el suelo.

Por la misma razón la profundidad de los drenes tendrá influencia en el criterio de drenaje.

Puede deducirse de los datos presentados por Wesseling que para un suelo con un espacio poroso drenable de 0,05, la probabilidad de que sea alcanzada o excedida una profundidad de capa freática 50 cm decrece desde $10 \times \text{año}$ a respectivamente $5 \times \text{año}$, $2 \times \text{año}$ y $1 \times \text{año}$ cuando la profundidad de los drenes aumenta desde 0,7 a 1,0 m, 1,5 m y 2,0 m, respectivamente. Para las cuatro profundidades de drenes se empleó el mismo criterio de drenaje (7-50). Si se decide que la probabilidad de excedencia de una profundidad de 50 cm no debería ser mayor de $5 \times \text{año}$, como es el caso de la profundidad de drenes a 1,0 m, la conclusión es que la descarga del dren podría ser realmente disminuida para profundidades de drenes mayores de 1 m y aumentada para profundidades de drenes menores, según las estimaciones siguientes:

profundidad del dren (m)	0,7	1,0	1,5	2,0
q mm/día	10,5	7,0	5,5	4,5

Aunque pueden tomarse valores menores para la descarga si aumenta el espacio poroso drenable o la profundidad de los drenes, estas diferencias en la descarga tendrán relativamente poca influencia en el espaciamiento de drenes.

Para ilustrarlo, se toman descargas de 9, 7 y 5 mm/día, correspondiendo el valor de 7 mm/día al criterio de drenaje para condiciones medias. Puesto que el espaciamiento de drenes es inversamente proporcional a la raíz cuadrada de la descarga, un aumento en ésta de 7 a 9 mm significa un espaciamiento de drenes igual a 0,88 veces el espaciamiento correspondiente a una descarga de 7 mm/día. Una disminución en la descarga de 7 a 5 mm/día significa un espaciamiento de drenes igual a 1,18 veces el espaciamiento correspondiente a una descarga de 7 mm/día.

Es evidente que diferencias en el espaciamiento de drenes debido a un cambio en la descarga del criterio de drenaje como resultado de una desviación de las condiciones medias, son relativamente pequeños en comparación con diferencias debidas a la heterogeneidad en el valor KD del suelo.

Cuando se emplea el método de régimen variable para establecer el criterio de drenaje, se sugiere el procedimiento siguiente:

1) Calcular con computadora el almacenamiento real de agua en el suelo por encima del nivel de los drenes partiendo de la información originaria sobre lluvia diaria en un período de muchos años y para un cierto número de valores "j" alternativos que caracterizan las diferentes intensidades de drenaje ($j = \mu L^2 / \pi^2 Kd$).

Debe tenerse en cuenta cualquier reducción en la lluvia que alcanza la capa de agua, debida a la escorrentía superficial o al almacenamiento de la humedad en el suelo, antes de que los datos se introduzcan en la computadora.

2) Traducir los cambios calculados del almacenamiento de agua en el suelo en fluctuaciones de la altura de la capa freática sobre el nivel de los drenes - es decir, hidrogramas de capa freática - introduciendo el valor apropiado para el espacio poroso drenable (μ).

3) Caracterizar para el período crítico de drenaje la relación entre la altura de la capa freática y los rendimientos de los cultivos, condiciones de laboreo o posibilidades de pastoreo en la forma sugerida por Sieben, mediante la Suma de los Valores de Excedencias de una profundidad elegida de agua sub-superficial.

Es también concebible que la relación esté caracterizada por una frecuencia permisible de excedencia de una cierta profundidad de capa freática (por ejemplo, $1 \times$ año para una profundidad de agua en el suelo de 25 cm, ó 2×5 años para una capa freática que alcance la superficie del terreno). Debe tenerse en cuenta que tal caracterización debe tener también en cuenta el tipo de suelo.

4) Encontrar, para cualquier profundidad de drenes seleccionada y a partir de los hidrogramas de capa freática producidos por la computadora, qué valor de "j" cumple las condiciones de control de profundidad de agua en el suelo como se citan en 3). Cuando se precise, este valor de "j" puede expresarse por la relación h/q , sustituyendo el valor significativo de μ en la ecuación $\pi^2 j / 8 \mu = h/q$. La relación h/q puede entonces ser introducida como criterio de drenaje en la fórmula disponible de drenaje en régimen permanente.

11.4 Criterios para zonas en riego

11.4.1 Descarga y nivel de la capa freática

En zonas áridas las prácticas de riego determinan el volumen y cuantía de la recarga del agua subsuperficial. Cuando se aplica agua de riego, esto lleva siempre implícito pérdidas de agua. Tales pérdidas pueden dividirse en intencionadas e inevitables.

Las pérdidas intencionadas, que se requieren para mantener un balance salino favorable en la zona radicular, percolan a través de la misma hasta la capa de agua y tienen que eliminarse por drenaje subsuperficial.

Las pérdidas inevitables resultan de filtración en los canales y de las prácticas de riego, ya que la aplicación del agua no puede hacerse con una eficiencia del 100%. La filtración en los canales o en el transporte y una parte de las pérdidas en el campo recargarán la capa de agua en el suelo. Cualquier pérdida resultante del derrame o sobrante superficial se controlará por un sistema de drenaje de superficie. Al estar este capítulo restringido a drenaje de subsuelo, las pérdidas que han de considerarse en este contexto son: pérdidas en el transporte, pérdidas inevitables por percolación y pérdidas intencionadas para atender a las necesidades de lavado.

Pérdidas en el transporte

La magnitud de las pérdidas en el transporte puede oscilar entre el 5% en canales revestidos hasta un 50% en canales en tierra sin revestir usados intermitentemente en un sistema de rotación. Las pérdidas en el transporte pueden ser medidas en áreas ya regadas, mientras que para proyectos de nuevos regadíos y drenajes pueden estimarse sobre la base de una comparación con áreas ya regadas o en cálculos de la infiltración esperada a través del fondo del canal y paredes del mismo. Si se encuentra una capa impermeable a poca profundidad, la totalidad de las pérdidas pueden ser evacuadas por un sistema de drenaje interceptor que sea paralelo a los canales de riego. Si no está presente una capa impermeable, las pérdidas en el transporte pueden ser consideradas como una recarga permanente promediada sobre la totalidad del área regada y drenada.

Si las pérdidas en el transporte son elevadas, por ejemplo superiores al 20%, deberá ser considerado seriamente el revestimiento de los canales, ya que reducirá o incluso puede resolver el problema de drenaje. La mejora en la

economía del agua y el efecto beneficioso sobre el balance de sales en el suelo son argumentos adicionales en favor del revestimiento de los canales.

Puede servir como ejemplo a estos argumentos el proyecto de riego de Beni Amino en la región de Tadla de Marruecos, donde se vió que capas freáticas superficiales y condiciones de encharcamiento eran producidas principalmente por pérdidas excesivas en los canales que alcanzaban hasta el 50% en ciertas secciones. El revestimiento de los canales resolvió completamente el problema, ya que las condiciones naturales de drenaje eran suficientes para hacer frente a las pérdidas normales en el campo y a las necesidades de lavado (informe de TADLA, 1964).

Pérdidas por percolación

Las pérdidas de aplicación en el campo incluyen pérdidas superficiales y por percolación. Estas últimas varían considerablemente dependiendo del tipo de suelo, grado de nivelación, trazado de la red y pericia del operador. De la cantidad total de agua de riego aplicada durante la estación de cultivo, puede considerarse un 30 a un 40% como una estimación razonable de pérdidas para riego por gravedad. Para riego por aspersión este porcentaje puede considerarse como el 25%.

Estas pérdidas no se distribuyen uniformemente a lo largo de la estación de crecimiento, siendo más elevado el porcentaje durante las fases iniciales del mismo e inferior durante períodos de crecimiento posteriores cuando el sistema radicular está bien desarrollado. Esto resulta en un valor más o menos constante de las pérdidas por percolación mensuales expresadas en profundidad de agua. Puede por tanto expresarse la cuantía de estas pérdidas que hay que tener en cuenta para el criterio de diseño de descarga como: 30 al 40% del total de agua de riego para el cultivo dividido por el número de días de drenaje en el caso de riego por gravedad. La eficiencia de aplicación en el campo (e_a) es la relación entre la cantidad de agua almacenada en la zona radicular y la requerida para la evapotranspiración (E) y la cantidad de agua aplicada a la parcela (I_d):

$$e_a = \frac{E}{I_d}$$

Las pérdidas totales de agua son:

$$I_d - E = I_d (1 - e_a)$$

Las pérdidas totales consisten en el sobrante superficial y percolación profunda (R) por debajo de la zona radicular. Si α es la fracción perdida por percolación profunda, entonces

$$R = \alpha I_d (1 - e_a)$$

Si para condiciones medias $e_a = 0,50$ y $\alpha = 0,7$, entonces

$$R = 0,35 I_d$$

y el sobrante superficial será del orden de $0,1 I_d$.

Pérdidas necesarias para el lavado

Las necesidades de lavado R^* , pueden calcularse con las fórmulas y procedimiento expuestos en el Capítulo 9.

Aporte al subsuelo de agua exterior

Las áreas de riego están situadas frecuentemente en valles y cuencas cuyo agua subsuperficial está alimentada continua estacionalmente por flujo de subsuelo procedente de zonas situadas a mayores alturas. De hecho, este flujo de subsuelo representa el drenaje natural de las áreas más elevadas, resultante de la lluvia o riego. Este agua de drenaje exterior, que es a menudo salina, deberá tenerse en cuenta en el criterio de descarga. Debe añadirse a la descarga requerida para pérdidas y lavado.

Excepto en aquellas áreas situadas en el extremo receptor, el drenaje natural, incluso en cantidades muy limitadas, es un fenómeno favorable. Reduce la descarga requerida y elimina el riesgo de resalinización durante la estación sin riego.

Una evaluación cuantitativa del aporte al subsuelo de agua exterior o de drenaje natural es difícil de evaluar sin investigaciones hidrogeológicas intensivas y costosas. Pueden hacerse estimaciones sobre la base de diferencias en la profundidad de la capa freática, preferiblemente profundidad máxima al final de la estación seca y de diferencias en la salinidad del agua del suelo. Profundidades ligeras y salinidad elevada indican generalmente aporte de agua exterior al subsuelo; grandes profundidades y baja salinidad pueden indicar drenaje natural.

Generalmente la cantidad de agua de riego requerida para el lavado será menor que las pérdidas por percolación. Así pues surge la cuestión sobre la efectividad de las pérdidas por percolación para lavar el suelo. En otras palabras, ¿es la mayor de las dos pérdidas lo que determina la recarga del exceso de agua para el agua subsuperficial o es la suma de las dos?

Las pérdidas por percolación constituirán lavado efectivo solamente si se producen uniformemente sobre el terreno. Esto puede ser así en riego por inundación en eras si el aporte de agua está bien ajustado a la velocidad de infiltración del suelo, pero generalmente no habrá una distribución uniforme en riego por inundación en fajas, riego en surcos y otros sistemas de riego de superficie (ISRAELSEN y HANSEN, 1962). Sin embargo, la práctica general es omitir la aplicación intencionada de agua adicional para lavado cuando las inevitables pérdidas por percolación profunda son ya del mismo orden que las necesidades de lavado (véase también Cap.10, Vol.II).

Profundidad de la capa freática durante el período de riego

Durante la estación de crecimiento, la capa freática debe mantenerse en general por debajo de la zona radicular de los cultivos, lo que para cultivos anuales bien desarrollados significa alrededor de 1 m de profundidad por debajo de la superficie. Debe hacerse una distinción entre la profundidad permisible de la capa freática cuando se usan fórmulas de régimen permanente y cuando se usa el método de régimen variable. En el primer caso interesa la capa freática media durante la estación de riego y debe usarse como profundidad permisible la de la zona radicular. En el segundo caso debe elegirse un nivel algo más elevado inmediatamente después del riego, ya que la capa freática no permanece a este nivel durante mucho tiempo.

Profundidad de la capa freática durante el período de barbecho

Si no hay aporte al subsuelo de agua exterior, la capa freática descenderá durante el período de barbecho hasta la profundidad de los drenes, o como resultado de la evaporación hasta la profundidad crítica de la capa freática si esta profundidad es la mayor. Bajo estas condiciones no se precisan requisitos especiales de profundidad de agua en el suelo. Sin embargo, si hay un aporte al subsuelo de agua exterior, la capa freática no descenderá automáticamente hasta la profundidad crítica durante el período de barbecho, pero tendrá que mantenerse a o cerca de esta profundidad por medio del sistema de drenaje para reducir a un valor mínimo la ascensión capilar continua del agua subsuperficial del suelo hacia la superficie. Bajo estas condiciones, el diseño de drenaje no ha de hacer solamente frente al criterio de la estación de cultivo, sino también al criterio de la estación de barbecho, siendo el último la profundidad requerida del agua

del suelo en o cerca de la profundidad crítica y una descarga igual a la cuantía del aporte de subsuelo del agua exterior.

Al considerar la elección de la descarga y carga hidráulica para el criterio de drenaje, no hay que olvidar que el espaciamiento de drenes es inversamente proporcional a la raíz cuadrada de la descarga y proporcional, bajo condiciones normales, a la raíz cuadrada de la carga hidráulica. Teniendo en cuenta la aproximación en las fórmulas, la inexactitud del valor KD y el hecho de que en la práctica es cuestión de calcular un orden de magnitud para el espaciamiento de drenes, un cambio en la cuantía de la descarga o en la carga hidráulica dentro de ciertos límites es de importancia relativamente pequeña.

Ejemplos de necesidades de drenaje en régimen permanente aplicadas a proyectos de riego

Tunez, valle de Medjerda (informe de MEDJERDA, 1971)

2 mm/día, profundidad de la capa freática 1 m

Cultivos e intensidad de los mismos adaptados a una elevada salinidad del agua de riego, EC_e 3 a 4 mmhos/cm

Argelia, valle del Habra (informe HABRA, 1971)

Exigencia general 2 mm/día, profundidad 0,80 m

La corrección de la descarga para drenaje natural y aporte de agua exterior, relacionada con la profundidad y salinidad del agua del suelo, es en este área ya en riego como sigue (véase Tabla 4)

Marruecos, valle de Sebou (informe de SEBOU, 1970)

Suelos de textura media y ligera 1,8 mm/día y 1 m de profundidad

Suelos de textura fina 1 mm/día y 1 m de profundidad

Reducción en suelos pesados en relación a una intensidad de riego menor y baja velocidad de infiltración

Imperial Valley, U.S.A. (ISRAELSEN, 1950)

1,6 mm/día, no se menciona profundidad

Delta del Nilo, Egipto (informe de la R.A.U., 1965)

Suelos arcillosos pesados, agua de buena calidad 1 mm/día, profundidad de la capa freática 0,50 m

TABLA 4. Corrección de descarga (mm/día)

Profundidad del agua por debajo de la superficie del terreno	Clase de salinidad		EC mmhos	
	< 4	4-8	8-16	> 16
< 0,5	0	+ 0,5	+ 1,0	+ 1,5
0,5 - 1,0	- 1,0	0	+ 0,5	+ 1,0
1,0 - 2,0	- 2,0	- 1,5	- 1,0	- 0,5
> 2,0	- 2,0	- 2,0	- 2,0	- 2,0

11.4.2 Fórmula para cálculos en régimen variable

Los cálculos de drenaje para áreas regadas pueden hacerse con fórmulas de drenaje para régimen permanente. Sin embargo, el uso de fórmulas para régimen variable ofrece una interesante aproximación a lo que puede realmente ocurrir en la práctica. Este método se discute en los siguientes párrafos.

Se usará en los cálculos la fórmula modificada de Glover-Dumm como se presenta en el Cap.8, Vol.II. La Fig.6 muestra la geometría y los símbolos utilizados. La fórmula se escribe como sigue:

$$L^2 = \frac{\pi^2 K d t}{\mu \ln(1,16 h_o/h_t)} \quad (4)$$

en que:

L = espaciamiento de drenes (m)

K = conductividad hidráulica (m/día)

d = capa equivalente de Hooghoudt (m)

μ = espacio poroso drenable del suelo

h_o = altura de la capa freática sobre el nivel de los drenes justamente después de una recarga instantánea debida al riego (m)

h_t = altura de la capa freática sobre el nivel de los drenes justamente antes de una recarga instantánea debida al riego (m)

t = duración del intervalo entre dos riegos (días)

Los valores para h_o , h_t y t especifican el criterio de drenaje.

El valor máximo para h_o puede deducirse de las exigencias de profundidad de capa freática durante la estación de cultivo y h_t se calcula después por la relación:

$$h_o = h_t + R_i/\mu$$

en que R_i se la recarga instantánea (en m) que ocurre con una frecuencia de una vez cada t días.

La solución gráfica de la relación entre h_t/h_o y $Kdt/\mu L^2$, publicada por DUMM (1960), se indica en la Fig.7.

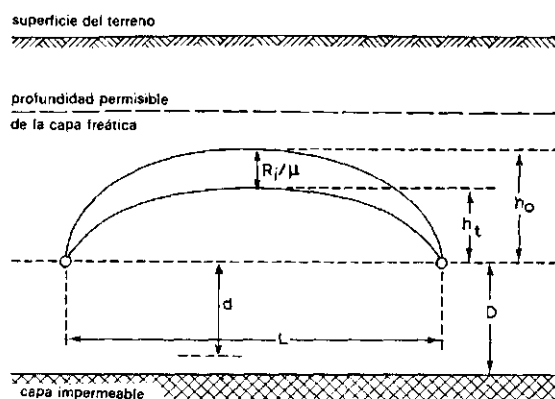


Fig.6. Geometría y símbolos empleados en la fórmula de Glover-Dumm modificada.

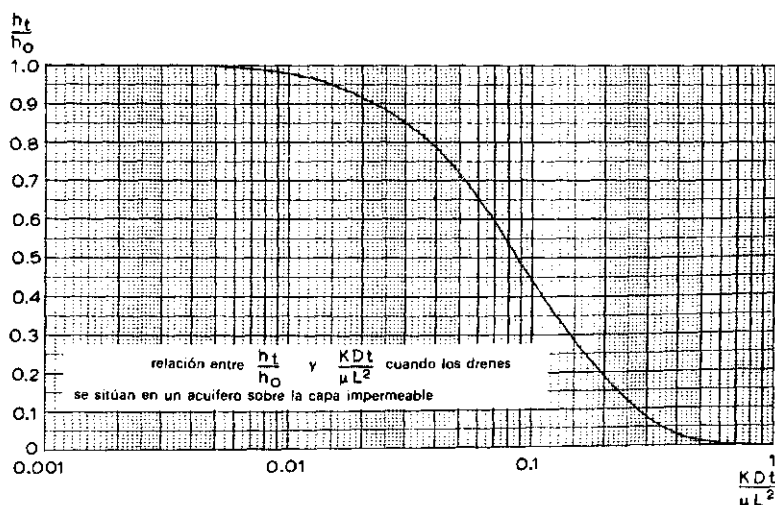


Fig.7. Solución gráfica de la fórmula de Glover-Dumm modificada (DUMM, 1960).

11.4.3 Cálculo para el período de riego punta

El intervalo entre dos riegos es mínimo durante el período de riego punta. Si se supone la misma recarga para el agua del suelo en cada riego, la capa freática alcanzará consecuentemente su elevación máxima durante este período.

Se supondrá para el cálculo que la recarga instantánea de cada aplicación de riego debe ser completamente eliminada por drenaje antes de que deba darse el próximo riego, y que la capa freática alcanza su nivel permisible después de cada riego (Fig.8).

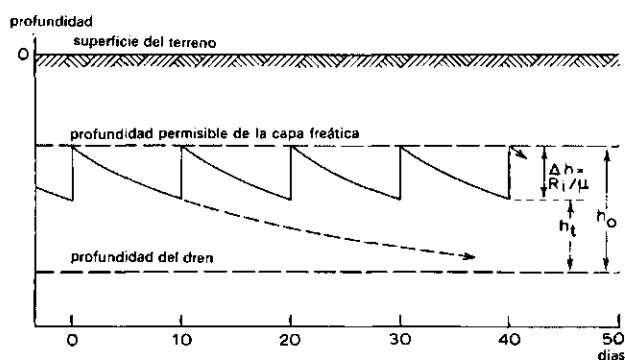


Fig.8. Hidrograma de la capa freática durante el riego punta, con un intervalo de diez días entre riegos.

El valor para h_o que hay que introducir en la fórmula es igual a la profundidad del dren menos la profundidad permisible de la capa freática.

El valor para h_t es pues igual a $h_o - R_i/\mu$.

Para ilustrar cómo se hace el cálculo y los datos precisos para ello se da el ejemplo siguiente:

Las condiciones específicas y los datos para el área considerada se reseñan seguidamente:

clima

- evapotranspiración (E) para la estación de máximo consumo: 225 mm/mes
ó 7,5 mm/día

- lluvia: despreciable

agua subsuperficial

- aporte exterior de agua (artesisana, filtración): nula
- drenaje natural: despreciable
- ascenso capilar: despreciable durante la estación de máximo consumo

suelo

- textura del suelo: franco arcillo limosa
- contenidos característicos de humedad (en volumen):
 - porcentaje de saturación (w_e) = 65%
 - capacidad de campo (w_{fc}) = 36%
 - punto de marchitamiento (w_{wp}) = 16%
- espacio poroso drenable (estimado): $\mu = 0,1$ ó 10%
- conductividad hidráulica:
 - de los 4 metros superiores del suelo: $K = 1$ m/día
 - por debajo de 4 m (arcilla compacta): se considera impermeable
- eficiencia del lavado (estimada para suelo franco arcillo limoso): $f=0,6$

riego

- sistema de riego: por inundación en eras
- eficiencia de riego:
 - eficiencia de aplicación en el campo: $e_a = 0,7$
 - pérdida superficial: ninguna
 - pérdidas en el transporte: interceptadas fuera del área
- calidad del agua de riego: concentración (EC_1) = 0,9 mmho/cm
- profundidad de la zona radicular: se supone de 1 m
- agotamiento permisible de la humedad del suelo: 50% de la humedad total disponible

drenaje

- mantener la capa freática por debajo de 1 m
- concentración de sales permisible: $EC_e = 4$ mmho/cm
- sistema de drenaje: drenes enterrados con perímetro mojado (u) = 0,4 m
- profundidad y espaciamiento: se calculan partiendo de los datos anteriores

La profundidad y espaciamiento de los drenes se calculan como sigue:

La cantidad neta de agua que ha de aportarse en cada riego es igual a la cantidad de humedad que el suelo retiene entre la capacidad de campo y el nivel permisible de agotamiento.

La humedad disponible es $36\% - 16\% = 20\%$, es decir 200 mm de humedad total disponible si la zona radicular es de 1 m de espesor. Con un agotamiento permisible del 50% la cantidad neta de agua que hay que aportar en cada riego es 100 mm. Durante la estación de riego punta, cuando la evapotranspiración asciende a 7,5 mm/dfa, se requerirá una aplicación de un riego cada 13 días ($=100/7,5$). La cantidad total de agua que ha de aplicarse a la parcela depende de la eficiencia de la aplicación y de las necesidades de lavado. Con $e_a = 0,7$, la cantidad total será $100/0,7 = 143$ mm, de los cuales las pérdidas por percolación profunda - en ausencia de pérdidas superficiales - ascienden a 43 mm cada 13 días, o unos 100 mm al mes.

Introduciendo los valores apropiados para EC_i , EC_e , w_e , w_{fc} , f y E , se obtienen las necesidades de lavado (Cap.9, Apt.2.5):

$$R = \frac{0,9}{0,6\left(\frac{65}{36} \times 4 - 0,9\right)} \quad 225 = 53 \text{ mm/mes}$$

De aquí que las pérdidas por percolación profunda sean considerablemente más elevadas que las necesidades de lavado. Puesto que las pérdidas por percolación en riego por inundación en eras puede suponerse que se distribuyen uniformemente, no hay necesidad de añadir las necesidades de lavado a las inevitables pérdidas por percolación profunda. Por consiguiente el sistema de drenaje estará basado solamente en las pérdidas por percolación.

Pérdidas por percolación profunda de 45 mm (redondeando hasta los 5 mm más próximos) producirán una elevación de la capa freática de $45/0,1 \text{ mm} = 460 \text{ mm} = 0,45 \text{ m}$.

Cuando se alcanza la profundidad permisible de la capa freática de 100 cm por debajo de la superficie del terreno después de cada riego en la estación de máximo consumo, la profundidad de la capa freática justamente antes del riego deberá ser $100 + 45 = 145$ cm. Así pues los drenes enterrados deberán situarse a una profundidad mínima de unos 1,50 m. Los cálculos para cuatro profundidades se resumen seguidamente (Tabla 5):

TABLA 5. Cálculo del espaciamiento de drenes

Profundidad del dren (m por debajo de la superficie)	h_o (m)	h_t (m)	h_t/h_o	$\frac{Kdt}{\mu L^2}$	L (m)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
1,50	0,50	0,05	0,10	0,250	31
1,65	0,65	0,20	0,31	0,135	42
1,80	0,80	0,35	0,44	0,100	49
2,10	1,10	0,65	0,59	0,068	56

Columna 2: h_o = profundidad de los drenes menos profundidad permisible de la capa freática = $1,50 - 1,00 = 0,50$ m etc. (véase también Fig.5)

Columna 3: h_t = h_o menos ascenso de la capa freática después del riego
 $= h_o - 0,45$ m

Columna 5: Cuando $\frac{h_t}{h_o}$ es conocido, $\frac{Kdt}{\mu L^2}$ se obtiene con la curva de la Fig.7.

Columna 6: Para profundidad de drenes de 1,50 m; $\frac{Kdt}{\mu L^2} = 0,25$, $\delta L^2 = \frac{Kdt}{0,25\mu}$

Introduciendo $K = 1$ m/día, $t = 13$ días, y $\mu = 0,1$, entonces $L^2 = 520$ d.

El espaciamiento de drenes L se calcula por tanteos por el procedimiento discutido en el Cap.8, Vol.II. Los valores de d pueden obtenerse de la Fig.14, Cap.8.

Cuando los cálculos se hacen con una fórmula de régimen permanente, se obtienen casi los mismos espaciamientos de drenes si se introduce como carga hidráulica (h) el valor medio correspondiente al período entre dos riegos.

11.4.4 Cálculo basado en el concepto de equilibrio dinámico

A veces los drenes se sitúan tan profundos que las pérdidas resultantes de una aplicación de agua no producen un ascenso de la capa freática hasta su nivel permisible más elevado.

Siguiendo el concepto de equilibrio dinámico a lo largo de toda la estación, como ha sido introducido por el Bureau of Reclamation de U.S. (DUMM y WINGER, 1963), se permite a la capa freática ascender gradualmente a lo largo de la estación de riegos de tal manera que alcance su altura máxima permisible al final de la estación o al final del período de máximo consumo. Sin embargo, durante el próximo barbecho o período sin riego, la capa freática descenderá nuevamente hasta el nivel de los drenes aproximadamente.

En este caso el criterio es, aparentemente, que la descarga anual iguale a la recarga anual. Si no fuese así, la capa freática ascendería en el curso de algunos años, alcanzando un nivel de equilibrio que afectaría al crecimiento óptimo del cultivo. Sin embargo, durante la estación de riegos, y especialmente durante el período de máximo consumo, la descarga de los drenes es menor que la recarga, y aunque la capa freática ascienda permanece por debajo del nivel permisible (Fig.9).

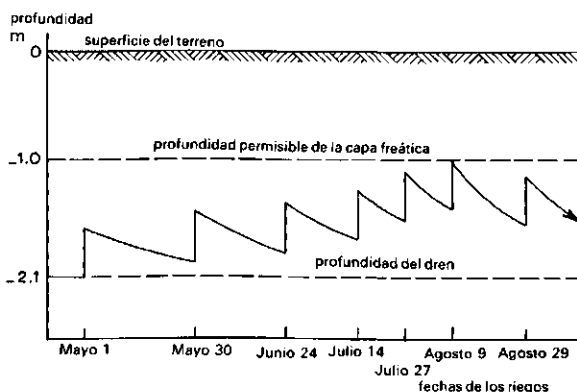


Fig. 9. Hidrograma de la capa freática durante la estación de riegos, con períodos irregulares entre riegos (datos tomados del ejemplo en el texto).

Los cálculos según el concepto de equilibrio dinámico difieren ligeramente de los utilizados para el período de riego punta, porque los valores para h_o y h_t no pueden ser fijados de antemano y por tanto cambian con cada riego.

Encontrar el espaciamiento correcto entre drenes será un procedimiento por tanteo y consistirá en suponer un espaciamiento, L , y calcular, partiendo de los valores conocidos para D , t , μ y R_i/μ , los ascensos de la capa freática (h_t y h_o) antes y después de cada aplicación de riego para toda la estación de riegos. Si se encuentra que la capa freática se eleva por encima de la profundidad permisible, deben repetirse los cálculos con un espaciamiento de drenes algo menor.

Se ilustran estos cálculos con el ejemplo siguiente.

Ejemplo

Los datos y condiciones son los mismos que los del ejemplo del Apt. 11.4.3, pero los cálculos se hacen ahora para toda la estación de riegos, que se supone se extiende desde el primer día de mayo hasta finales de agosto. Los resultados de los cálculos se muestran en la Tabla 6. El número de riegos y fechas en las que deben aplicarse se encuentran a partir de los datos de evapotranspiración en este período (Columnas 1 y 2 de la Tabla 6). Cada riego hará que la capa freática ascienda R_i/μ ; con $R_i = 45$ mm y $\mu = 0,1$, $R_i/\mu = 0,45$ m (Columna 3). La altura de la capa freática, h_o , será entonces: $h_o = R_i/\mu + h_t$ (Columna 4), se supone que la capa freática se encuentra antes del primer riego a nivel de los drenes; así pues $h_t = 0$.

La duración del período hasta que deba darse el próximo riego, t (Columna 5), se llama el período de drenaje, durante el cual la capa freática desciende desde h_o hasta h_t . Las columnas 6 - 9 se necesitan para calcular la altura de la capa freática (h_t) al final del período de drenaje, partiendo de la relación entre $Kdt/\mu L^2$ y h_t/h_o como se indica en el ábaco de la Fig. 7. K y μ se conocen por los datos de suelo; t se obtiene de la Columna 5; d se encuentra como una función de D , u y el espaciamiento de drenes estimado L ; L debe ser pues estimado.

TABLA 6. Cálculo de la altura de la capa freática durante la estación de riegos

Período de riego No.	Fecha	R_i/μ (mm)	h_o (m)	t (días)	d (m)	$\frac{Kdt}{\mu L^2}$	h_t/h_o	h_t
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
								0,00
1	1 mayo	0,45	0,45	29	1,67	0,134	0,31	0,14
2	30 mayo	0,45	0,59	25	1,67	0,116	0,37	0,22
3	24 junio	0,45	0,67	19	1,67	0,088	0,48	0,32
4	14 julio	0,45	0,77	13	1,67	0,061	0,64	0,49
5	27 julio	0,45	0,94	12	1,67	0,056	0,68	0,64
6	9 agosto	0,45	1,09	20	1,67	0,093	0,47	0,51
7	29 agosto	0,45	0,96	60	1,67	0,276	0,08	0,08

Datos básicos para los cálculos

$K = 1 \text{ m/día}$

L (estimado) = 0,60 m

$\mu = 0,10$

$u = 0,4 \text{ m}$

$d = f(D, u \text{ y } L) = 1,67 \text{ m}$
(Fig. 9, Cap. 8)

profundidad de drenes = 2,10 m

profundidad permisible de la capa freática = 1,00 m

$D = 4,0 - 2,1 = 1,90 \text{ m}$

h_o máximo = 2,10 - 1,00 = 1,10 m

Con los mismos datos básicos, pero haciendo los cálculos solamente para el período de riego punta, se encontró un espaciamiento de drenes de 56 m para una profundidad de 2,10 m (véase Tab. 5). Haciendo los cálculos sobre la base de equilibrio dinámico se encontró ahora que con un espaciamiento de drenes de 60 m hubiese resultado también un control adecuado de la capa freática. Con un cálculo de equilibrio dinámico para un espaciamiento de 56 m resulta que la capa freática máxima habría permanecido 11 cm por debajo de la profundidad crítica.

La diferencia entre el espaciamiento de drenes obtenida con estos métodos se hace más evidente con mayor profundidad, un valor más elevado del espacio poroso drenable, o un calendario de riegos más irregular.

11.5 Bibliografia

- BEERS, W.F.J. van, 1966. The three main functions of a subsurface drainage system. Annual Report, International Institute for Land Reclamation and Improvement. ILRI. Wageningen, pp.14-17.
- BOUWER, H. 1969. Salt balance, irrigation efficiency, and drainage design. Proceedings Journal of the Irrigation and Drainage Division, ASCE IR.1. 153-170.
- DUMM, L.D. 1960. Validity and use of the transition flow concept in subsurface drainage. A.S.A.E. Paper No. 60-717.
- DUMM, L.D., WINGER, R.J. 1963. Subsurface drainage system designed for irrigated areas using transient flow concept. A.S.A.E. Paper No. 63-213.
- HABRA, 1971. Etude de l'Assainissement du Périmètre de l'Habra. Rép.Algérienne Démocratique et Populaire. Grontmij Cons.Eng. pp.176-177.
- HOOGERKAMP, M., WOLDRING, J.J. 1965. Ontwatering van rivierklei. Mededeling No.116. Proefstation Akker- en Weidebouw, Wageningen. 104 pp.
- HOORN, J.W.van, 1960. Groundwater flow in basin clay soil and the determination of some hydrological factors in relation with the drainage system. Versl. Landbouwk. Onderz. No.66.10, Wageningen. 136 pp.
- HOORN, J.W.van, 1958. Results of a groundwater level experimental field with arable crops on clay soils. Neth. J. of Agric. Sci. 6:1-10.
- ISRAELSEN, O.W. y otros, 1950. Effectiveness of gravity drains and experimental pumping for drainage. Delta Area Utah. Bulletin 345 Utah Agr.Exp.St.p.8.
- ISRAELSEN, O.W., HANSEN, V.E. 1962. Irrigation principles and practices. 3rd ed. John Wiley & Sons. New York. 447 pp.
- JAGER, A.W.de, 1965. Peak runoff in small river basins in The Netherlands. Versl. Landbouwk. Onderz. 658. Wageningen, 167 pp.
- KIDDER, E.H., LYTLE, W.F. 1949. Drainage investigations in the plastic till soils of Northeastern Illinois. Agr.Eng.39:384-386.
- KOVDA, V.A. 1961. Principles of the theory and practice of reclamation and utilization of saline soils in the Arid Zones. Arid Zone Research 14, Proc. Teheran Symp. UNESCO, Paris. 201-213.
- MARSHALL, T.J. 1959. Relations between water and soil. Techn.Comm.50, Commonw. Bureau of Soils. Harpenden. 91 pp.

- MEDJERDA, 1961. Développement Rural de la Basse Vallée de la Medjerda, Tunisie. Office de la Mise en Valeur de la Vallée de Medjerda. Grontmij Cons.Eng. Chap.5, pp.1-7.
- MINDERHOUD, J.W. 1960. Growth of grass and Groundwater level. Thesis. Agricultural University, Wageningen.
- MINISTRY OF AGRICULTURE. United Kingdom. 1967. Design of Underdrainage Schemes. Limitations of Drain Length. Note of Land Drainage Div.of M.A.F.F. 5 pp.
- NEAL, J.H. 1934. Proper spacing and depth of tile drains determined by the physical properties of the soil. Min.Agric.Exp.Sta.Tech.Bull.101.
- SALAMIN, P. 1957. Relations entre les irrigations et l'évacuation de l'eau. Third Congress on Irrigation and Drainage. San Francisco. R7-Q10:117-146.
- SCHILFGAARDE, J.van, 1965. Transient design of drainage systems. Proc.J.Irr.and Drain. Div., ASCE 91 IR 3:9-22.
- SEBOU, 1970. Drainage de la PT₁ du projet Sebou. Rapport de Mission de J.H.Boumans. Royaume du Maroc. ORNUAG KENITRA. Rapport 70-1.
- SEGEREN, W.A., VISSER, J. 1971. New requirements for the drainage of apple orchards. Van Zee tot Land No.49. Aspects of research in Eastern Flevoland. 103-126.
- SIEBEN, W.H. 1963. Relations between drainage conditions and crop yield for young light clay soils in the Noordoost polder. Van Zee tot Land No.40, 117 pp.
- TADLA, 1964. Etude de Mise en Valeur du Royaume du Maroc. Périmètre du Tadla 507. Grontmij Cons.Eng. Chap.6, pp.12-14.
- TALSMA, T. 1963. The control of saline groundwater. Meded. 63.Landbouwhogeschool, Wageningen. 68 pp.
- U.A.R. 1965. UNDP-FAO pilot project for tile drainage in the UAR. ILACO Cons.Eng.
- WALKER, P. 1932. Depth and spacing for drain laterals as computed from coresample permeability measurements. Agric.Eng. 33:71-73.
- WESSELING, J. 1969. Storage factor and drainage criterion. Meded.118. Institute for Land and Water Management Research, Wageningen. 8 pp.
- WIND, G.P. 1955. A field experiment concerning capillary rise of moisture in a heavy clay soil. Neth.J.of Agric.Sci. 3:60-69.

TEORIAS DEL DRENAJE AGRICOLA Y DE LA ESCORRENTIA

12. FLUJO DE AGUA HACIA POZOS

J. WESSELING

*Jefe del Departamento de Hidrología
Institute for Land and Water
Management Research*

Conferenciantes en el Curso de Drenaje Agrícola

J. Wesseling (1963–1970)

Institute for Land and Water Management Research

N. A. de Ridder (1971–1972)

International Institute for Land Reclamation and Improvement

12. Flujo de agua hacia pozos

12.1	Introducción	175
12.2	Flujo hacia pozos aislados en acuíferos infinitos	177
12.2.1	Flujo en régimen permanente hacia un pozo en un acuífero freático	178
12.2.2	Flujo en régimen variable hacia un pozo en un acuífero freático	180
12.2.3	Flujo en régimen permanente hacia un pozo en un acuífero semiconfinado	184
12.2.4	Flujo en régimen variable hacia un pozo en un acuífero semiconfinado	186
12.3	Otros problemas del flujo en los pozos	187
12.3.1	Pozos en acuíferos con límites hidráulicos rectilíneos	187
12.3.2	Bombeo intermitente	192
12.3.3	Flujo en régimen permanente hacia un pozo en un acuífero freático con recarga vertical	194
12.4	Bibliografía	197

OBJETIVOS DE ESTE CAPITULO

Discusión de las ecuaciones de flujo en los pozos para condiciones de régimen permanente y variable en acuíferos freáticos semiconfinados.

12.1 Introducción

Los pozos juegan un importante papel en el manejo del agua. Se emplean no solamente para obtener agua con fines domésticos, industriales y de riego, sino también para hacer que descienda la capa freática. Además, los datos obtenidos en los ensayos por bombeo realizados en los pozos pueden ser analizados para determinar las propiedades hidráulicas de los acuíferos y capas que los confinen. En este capítulo se discutirán un cierto número de ecuaciones de flujo en los pozos. Estas ecuaciones pueden ser utilizadas:

- para predecir el descenso del nivel de agua bajo condiciones de flujo permanente o variable cuando el agua se bombea con una descarga conocida de un acuífero con propiedades hidráulicas conocidas
- para calcular las propiedades hidráulicas de un acuífero a partir de datos de ensayos por bombeo, es decir, a partir de la descarga medida en el pozo bombeado y el descenso de nivel de la capa de agua a distintas distancias del pozo (Cap.25, Vol.III)
- para calcular la descarga requerida de los pozos utilizados con fines de drenaje y el espaciamiento de tales pozos (Cap.14, Vol.II).

Un pozo se construye haciendo una perforación en el interior de un acuífero saturado; al sondeo se le reviste y se equipa con un filtro en aquellas partes del acuífero que tienen propiedades transmisoras de agua más favorables. El espacio anular alrededor del filtro se suele llenar de grava (Fig.1). El pozo va equipado con una bomba para elevar el agua desde el acuífero hasta la superficie del terreno. Durante el bombeo desciende el nivel de agua en el pozo, se establece un gradiente hidráulico en el área circundante y el agua subsuperficial fluye hacia el pozo en todas direcciones (flujo radial).

El flujo hacia el pozo puede describirse combinando la ley de Darcy y la ley de continuidad de masa en una sola ecuación diferencial. Las soluciones de la ecuación diferencial - llamadas frecuentemente funciones de pozo - dan la relación entre la intensidad del bombeo, el descenso de la carga hidráulica a cualquier distancia del pozo, las propiedades hidráulicas del acuífero, y, para flujo variable, el tiempo de bombeo. La discusión que sigue se limitará al flujo a los pozos en acuíferos libres y semiconfinados ya que estos acuíferos son de particular importancia en problemas agrohidrológicos. Han sido definidos y descritos en el

Cap.1, Vol.I. Se recordará que un acuífero freático (llamado también libre) (Fig.2A) es una capa permeable, parcialmente llena de agua, que descansa sobre una capa impermeable. Su límite superior está formado por una capa de agua libre o superficie freática. En un pozo que penetra en un acuífero horizontal libre, el agua no se eleva por encima del nivel freático.

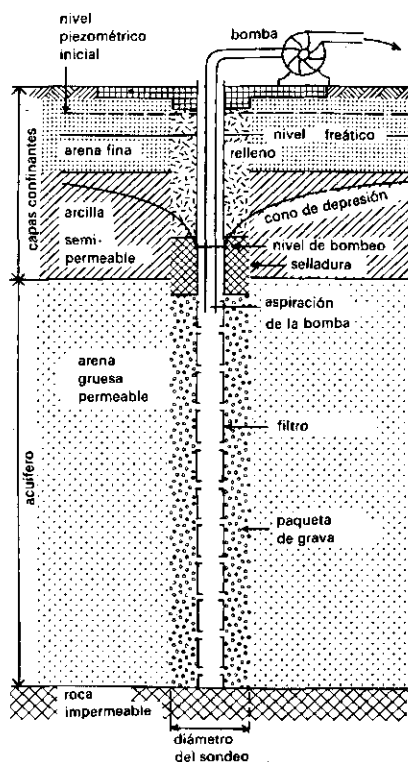


Fig.1. Sección esquemática de un pozo bombeado.

Un acuífero semiconfinado (Fig.2B) consiste en una capa permeable completamente saturada, cubierta por una capa semipermeable y que se encuentra sobre una capa que es impermeable o semipermeable. Una capa semipermeable se define como una capa a través de la cual el flujo horizontal es despreciable en comparación con el flujo del estrato permeable inferior y/o superior. Si el agua en el acuífero está en equilibrio, su nivel piezométrico coincidirá con el nivel freático en la capa semipermeable situada sobre él. Un descenso de la carga piezométrica en un acuífero semiconfinado - por ejemplo mediante bombeo - dará lugar a una diferencia en la carga hidráulica entre el agua en el acuífero y la capa semi-

permeable que lo cubre. De aquí que se produzca un flujo vertical de agua desde la capa semipermeable hacia el acuífero bombeado.

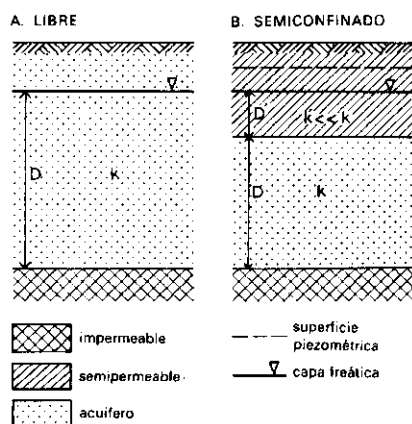


Fig. 2. Secciones esquemáticas de un acuífero libre (A) y un acuífero semi-confinado (B).

12.2 Flujo hacia pozos aislados en acuíferos infinitos

Cuando un pozo que penetra en un acuífero extenso se bombea con caudal constante, el agua se extrae de los poros del suelo, y la capa freática desciende con respecto a su posición inicial. La influencia del bombeo se extiende con el tiempo en sentido radial hacia fuera con relación al pozo. La capa freática continuará descendiendo mientras no se recargue el acuífero. Así pues, teóricamente no puede existir un flujo permanente en un acuífero extenso. El flujo hacia el pozo es variable (transitorio) hasta que sea interceptada una fuente o zona de recarga. Sin embargo, la cuantía del descenso de la capa freática decrece continuamente a medida que se extiende el área influenciada por el bombeo. En la práctica se dice que el flujo ha alcanzado un estado permanente si el cambio en el descenso con el tiempo se ha hecho despreciable, de modo que el gradiente hidráulico resulta constante.

En lo que sigue se considera flujo permanente y variable hacia los pozos. A menos que se especifique lo contrario se aplicarán los siguientes supuestos:

- el acuífero es horizontal y tiene una extensión superficial infinita
- el acuífero es homogéneo e isótropo con respecto a sus propiedades hidráulicas

- antes del bombeo, la superficie freática y/o la superficie piezométrica son (casi) horizontales en el área que será influenciada por el bombeo
- el acuífero se bombea a caudal constante
- el pozo penetra completamente en el acuífero recibiendo agua por un flujo horizontal a lo largo de todo el espesor del acuífero.

12.2.1 Flujo en régimen permanente hacia un pozo en un acuífero freático

La Fig.3 muestra un pozo que penetra completamente en un acuífero freático y que descarga con un caudal constante Q .

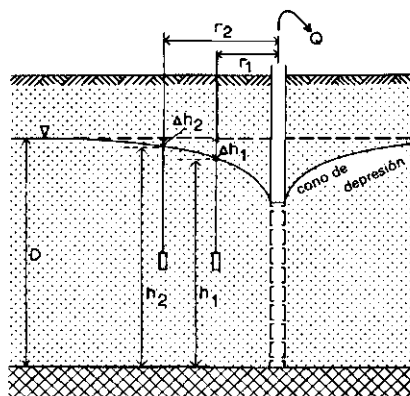


Fig.3. Sección transversal esquemática de un acuífero freático bombeado.

Aplicando las suposiciones de Dupuit-Forchheimer (Cap.6, Vol.I), se encuentra que el flujo a través de un cilindro arbitrario con radio r coaxial con el pozo es

$$Q = 2\pi r K h \frac{dh}{dr} \quad (1)$$

en que

Q = descarga del pozo ($m^3 \text{ día}^{-1}$)

r = distancia desde el pozo (m)

K = conductividad hidráulica del acuífero ($m \text{ día}^{-1}$)

h = carga hidráulica (m)

Integrando entre los límites $r = r_1$, $h = h_1$, $r = r_2$, $h = h_2$ se obtiene

$$Q = \frac{\pi K(h_2^2 - h_1^2)}{\ln(r_2/r_1)} \quad (2)$$

δ

$$Q = \frac{\pi K(h_2 + h_1)(h_2 - h_1)}{\ln(r_2/r_1)} \quad (3)$$

Cuando el descenso, Δh , (es decir, el cambio en la carga debido al bombeo) es pequeño en comparación con el espesor D de la parte saturada del acuífero, se puede escribir $h_2 + h_1 \approx 2D$. Puesto que $h_1 = D - \Delta h_1$, y $h_2 = D - \Delta h_2$, (Fig.3), la Ec.(3) se convierte en

$$\Delta h_1 - \Delta h_2 = \frac{Q}{2\pi KD} \ln(r_2/r_1) \quad (4)$$

La Ec.(4) hace posible calcular la transmisividad del acuífero (KD), partiendo de los datos de ensayo por bombeo, sustituyendo la descarga del pozo medida y el descenso "constante". Inversamente, para una descarga dada el descenso a cualquier distancia del pozo puede ser calculado si se conoce la transmisividad, KD , y si se supone que no hay cambio en la carga a una distancia r_e , es decir $\Delta h_2 = 0$ para $r_2 > r_e$, en que r_e es el radio de influencia del pozo. La Ec.(4) se convierte entonces en

$$\Delta h_r = \frac{Q}{2\pi KD} \ln(r_e/r) \quad (4a)$$

Ejemplo 1

Un acuífero libre con una transmisividad $KD = 1200 \text{ m}^2/\text{día}$ se bombea con un pozo que penetra completamente, con un caudal de $1500 \text{ m}^3/\text{día}$. Se supone que el radio de influencia $r_e = 500 \text{ m}$. El pozo tiene un radio efectivo $r_w = 0,30 \text{ m}$. a) ¿Cuál es el descenso del nivel de agua en el pozo? b) ¿Cuál es el descenso a 30 m del pozo?

a) En el pozo, la Ec.(4a) se escribe como sigue

$$\Delta h_w = \frac{Q}{2\pi KD} \ln(r_e/r_w)$$

Sustituyendo los valores anteriores se tiene

$$\Delta h_w = \frac{1500}{2 \times 3,14 \times 1200} \times 2,3 \log (500/0,3) = 1,48 \text{ m}$$

b) A 30 m del pozo, la Ec.(4) da

$$\Delta h_{30} = \frac{1500}{2 \times 3,14 \times 1200} \times 2,3 \log (500/30) = 0,56 \text{ m}$$

12.2.2 Flujo en régimen variable hacia un pozo en un acuífero freático

El flujo variable se presenta desde el momento en que empieza el bombeo y continúa hasta que es interceptado un límite de recarga. En la práctica, el flujo hacia el pozo se considera variable mientras los cambios del descenso con el tiempo sean medibles, o en otras palabras, mientras pueda medirse un cambio en el gradiente hidráulico. En el Cap.6, Vol.I, la ecuación diferencial para flujo variable bidimensional en un acuífero freático venía dada por

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = \frac{S}{KD} \frac{\partial h}{\partial t}$$

en que S reemplaza al símbolo μ . S designa el coeficiente de almacenamiento que, en los acuíferos freáticos, se considera igual a la porosidad efectiva μ . En coordenadas polares esta ecuación se convierte en

$$\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} = \frac{S}{KD} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (5)$$

Con las condiciones iniciales y límites

$$\begin{aligned} h &= h_0 \text{ para } t = 0 \text{ y } 0 < r < \infty && \text{(capa freática horizontal alrededor del pozo antes de bombear)} \\ h &= h_0 \text{ para } t = \infty \text{ y } t \geq 0 && \text{(sin ninguna influencia del bombeo a distancia infinita del pozo),} \end{aligned}$$

la solución de la ecuación diferencial es (THEISS, 1935)

$$\Delta h = h_0 - h = \frac{Q}{4\pi KD} W(u) \quad (6)$$

en que

$$u = \frac{r^2 S}{4KDt} \quad (7)$$

$$W(u) = \int_u^{\infty} \frac{e^{-y}}{y} dy \quad (8)$$

y = variable auxiliar

t = tiempo transcurrido

W(u) es la integral exponencial (JAHNKE y EMDE, 1945), que es conocida como la función de pozo de Theiss.

La Ec.(6) hace posible calcular el descenso del nivel de agua a cualquier distancia r del pozo en un momento cualquiera si se conocen Q, S y KD. Inversamente, puede calcularse el valor de S y KD si se conocen Q, Δh y t.

No hay posibilidad de resolver analíticamente la integral exponencial de la Ec.(8). Puede desarrollarse en una serie convergente, resultando

$$W(u) = (-0,5772 - \ln u + u - \frac{u^2}{2,2!} + \frac{u^3}{3,3!} - \dots) \quad (9)$$

Si u es pequeño ($u < 0,01$), los términos tercero y siguientes de la serie pueden despreciarse (COOPER y JACOB, 1946), y la Ec.(6) puede escribirse

$$\Delta h = \frac{Q}{4\pi KD} (-0,5772 - \ln u) \quad (10)$$

Sustituyendo u resulta

$$\Delta h = \frac{Q}{4\pi KD} \left(\ln \frac{4KDt}{r^2 S} - 0,5772 \right)$$

o

$$\Delta h = \frac{Q}{4\pi KD} 2,3 \log \frac{2,25 KDt}{r^2 S} \quad (11)$$

que es una ecuación usada frecuentemente en el análisis de los datos de ensayos por bombeo (Cap.23, Vol.III).

TABLA 1. Valores de la función de pozo de Theis $W(u)$, y de la función de Bessel modificada de segunda especie y orden cero, $K_0(x)$

u	$W(u)$	x	$K_0(x)$
0,0001	8,63	0,01	4,72
0,0002	7,94	0,02	4,03
0,0004	7,25	0,04	3,34
0,0006	6,84	0,06	2,93
0,0008	6,55	0,08	2,65
0,001	6,33	0,10	2,43
0,002	5,64	0,20	1,75
0,004	4,95	0,40	1,11
0,006	4,54	0,60	0,777
0,008	4,26	0,80	0,565
0,01	4,04	1,0	0,421
0,02	3,35	1,2	0,318
0,04	2,68	1,4	0,244
0,06	2,30	1,6	0,188
0,08	2,03	1,8	0,146
0,10	1,82	2,0	0,114
0,20	1,22	2,2	0,0893
0,40	0,702	2,4	0,0702
0,60	0,454	2,6	0,0554
0,80	0,311	2,8	0,0438
1,0	0,219	3,0	0,0347
1,2	0,158	3,2	0,0276
1,4	0,116	3,4	0,0220
1,6	0,0863	3,6	0,0175
1,8	0,0647	3,8	0,0140
2,0	0,0489	4,0	0,0112
2,5	0,0249	4,2	0,0089
3,0	0,0131	4,4	0,0071
3,5	0,00697	4,6	0,0057
4,0	0,00378	4,8	0,0046

Ejemplo 2

Considérese nuevamente el acuífero libre del Ejemplo 1 y supóngase además que $S = 0,1$.

a) ¿Cuál es el descenso a 30 m del pozo después de dos días de bombeo continuo?

b) ¿Cuál se el tiempo requerido para alcanzar un descenso en régimen permanente de 0,56 m a 30 m del pozo?

c) ¿Cuál es la distancia a la que $h = 0$ en $t = 9,3$ días?

a) Según la Ec.(11)

$$\Delta h = \frac{1500}{4 \times 3,14 \times 1200} 2,3 \log \frac{2,25 \times 1200 \times 2}{900 \times 0,1} = 0,41$$

b) La sustitución de los valores apropiados en la Ec.(11) da

$$0,56 = \frac{1500}{4 \times 3,14 \times 1200} 2,3 \log \frac{2,25 \times 1200 \times t}{900 \times 0,1}$$

$$t = 9,3 \text{ días}$$

c) Sustituyendo una vez más los valores apropiados en la Ec.(11) resulta

$$\Delta h = 0 = \frac{1500}{4 \times 3,14 \times 1200} 2,3 \log \frac{2,25 \times 1200 \times 9,3}{r^2 \times 0,1}$$

Puesto que

$$\frac{2,3 \times 1500}{4 \times 3,14 \times 1200} \neq 0$$

la fracción bajo el signo log deberá ser igual a 1 ($\log 1 = 0$) y se sigue que $r = 500$ m.

12.2.3 Flujo en régimen permanente hacia un pozo en un acuífero semiconfinado

Como se estableció en el Apt.1, el bombeo en un acuífero semiconfinado generará un flujo vertical de agua desde la capa semipermeable hacia el acuífero (Fig.4).

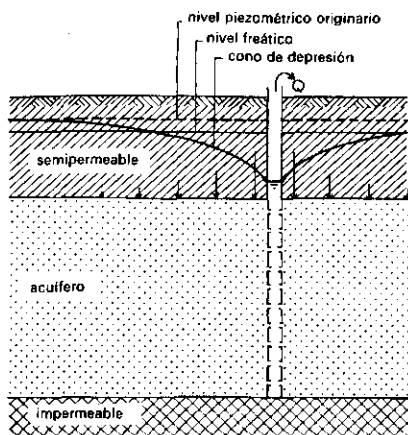


Fig.4. Sección transversal esquemática de un acuífero semiconfinado bombeado.

Se supondrá ahora que el nivel freático permanece en su posición inicial debido a una recarga continua de la capa semipermeable por cursos abiertos de agua. La diferencia de carga entre el agua freática y el agua semiconfinada en el acuífero será igual, en todas partes, al descenso de la carga hidráulica, y el caudal de la recarga será proporcional a la diferencia de carga.

Según la ley de Darcy, el flujo vertical puede expresarse por

$$v_z = K' \frac{h - h'}{D'} = \frac{\Delta h}{c} \quad (12)$$

en que

v_z = velocidad del flujo vertical (m día⁻¹)

$c = D'/K'$ = resistencia de la capa semipermeable al flujo vertical (días)

D' = espesor de la parte saturada de la capa semipermeable (m)

K' = conductividad hidráulica de la capa semipermeable para el flujo vertical de agua subsuperficial (m días⁻¹)

h = carga hidráulica del agua del suelo confinada dentro del acuífero (m)

h' = nivel freático con relación a un plano de referencia (m)

$\Delta h = h - h'$ = descenso (m)

Cuando se bombea el agua del acuífero, el descenso aumentará y el cono de depresión se ensanchará con el tiempo. De aquí que también aumentará la velocidad a la que el acuífero se recarga con el agua de la capa confinada. En un cierto instante, la recarga igualará a la descarga del pozo y se presentarán condiciones de régimen permanente. La ecuación diferencial para flujo permanente hacia un pozo en un acuífero semiconfinado infinito es la siguiente

$$\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} - \frac{(h - h')}{K D c} = 0 \quad (13)$$

Con las condiciones límite

$$\begin{aligned} h &= h', & r &= \infty \\ h' &= \text{constante}, & 0 < r < \infty \end{aligned}$$

$$Q = \left(\frac{\partial h}{\partial r} \right)_{r=r_w}$$

la solución siguiente fué obtenida por DE GLEE (1930)

$$\Delta h = \frac{Q}{2\pi K D} K_0 \left(\frac{r}{\sqrt{K D c}} \right) \quad (14)$$

en que K_0 es una función de Bessel modificada (función de Henkel) de segunda especie y de orden cero. Valores numéricos para esta función se dan en la Tabla I (página 182). Puede mostrarse (HANTUSH, 1956) que para $\frac{r}{\sqrt{K D c}} < 0,05$, la Ec.(14) puede aproximarse por

$$\Delta h = \frac{Q}{2\pi K D} \ln 1,12 \frac{\sqrt{K D c}}{r} \quad (15)$$

Ejemplo 3

Un acuífero semiconfinado tiene una transmisividad $KD = 2500 \text{ m}^2/\text{día}$. La capa semipermeable que lo cubre tiene un espesor saturado $D' = 11 \text{ m}$, y una conductividad hidráulica para el flujo vertical $K' = 0,02 \text{ m/día}$. El caudal de bombeo Q es igual a $1800 \text{ m}^3/\text{día}$.

- a) ¿Cuál es el descenso en el acuífero a una distancia de 50 m del pozo?
- b) A la misma distancia del pozo, ¿cuál es la velocidad a la que se recarga el acuífero con el agua procedente de la capa confinada?
- c) ¿Cuál es el radio de influencia del pozo?

a) El descenso del nivel piezométrico puede calcularse empleando la Ec.(14) o la Ec.(15). La resistencia hidráulica de la capa superior $c = 11/0,02 = 550$ días y $\sqrt{KDc} = \sqrt{2500 \times 550} = 1170$ m. Para $r = 50$ m, $r/\sqrt{KDc} = 0,043$. La Tabla 1 da $K_0(0,043) = 3,26$. Sustituyendo este valor y los valores dados de Q y KD en la Ec.(14) resulta $\Delta h = 0,37$ m. Sustituyendo $r = 50$ y $\sqrt{KDc}/r = 23,4$ en la Ec.(15) resulta $\Delta h = 0,37$ m.

b) A 50 m del pozo, la velocidad de recarga con el agua procedente de la capa confinada puede calcularse empleando la Ec.(12)

$$v_z = \frac{\Delta h}{c} = \frac{0,37}{550} = 0,67 \times 10^{-3} \text{ m/día}$$

c) El radio de influencia, es decir el valor de r para el cual $\Delta h = 0$, se deriva de la Ec.(15). Si $\Delta h = 0$, entonces $1,12 \sqrt{KDc}/r = 1$ y $r = 1310$ m.

12.2.4 Flujo en régimen variable hacia un pozo en un acuífero semiconfinado

Para flujo variable la ecuación diferencial es

$$\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} - \frac{(h - h')}{KDc} = \frac{S}{KD} \frac{\partial h}{\partial t}$$

Debe observarse que el coeficiente de almacenamiento S del acuífero no es lo mismo que la porosidad efectiva μ puesto que depende de las propiedades del material acuífero y del agua. Su valor numérico es del orden de magnitud de 10^{-4} , mientras que la porosidad efectiva es del orden de 10^{-2} .

Con las condiciones límite

$$h(r, t) = h' \quad \text{para } t = 0 \quad \text{y } r > 0 \quad (\text{carga hidráulica inicial}),$$

$$h(r, t) = h' \quad \text{para } r = \infty \quad \text{y } t > 0 \quad (\text{sin influencia a distancia infinita}),$$

$$h' = \text{constante}$$

la solución siguiente fué obtenida por HANTUSH y JACOB (1955)

$$\Delta h = \frac{Q}{4\pi KD} 2K_0 \left(\frac{r}{\sqrt{KDc}} \right) - \int_{u'}^{\infty} \frac{1}{y} \exp\left(-y - \frac{r^2}{4KDcy}\right) dy \quad (16)$$

en que y = variable auxiliar.

$$u' = \frac{r^2}{4KDc} \frac{1}{u} = \frac{t}{Sc}$$

$$u = \frac{r^2 S}{4KDt}$$

Para valores elevados de t el segundo término del segundo miembro de la Ec.(16) tiende a cero y se obtiene la solución de régimen permanente dada en la Ec.(14). En las aplicaciones prácticas, la Ec.(16) se escribe generalmente en la forma

$$\Delta h = \frac{Q}{4\pi KD} W(u', \frac{r}{\sqrt{KDc}}) \quad (17)$$

en que a $W(u', r/\sqrt{KDc})$ se denomina la función de pozo para acuíferos semiconfinados. Valores numéricos de esta función pueden encontrarse en HANTUSH (1956) y en KRUSEMAN y DE RIDDER (1970).

Los valores del descenso del nivel de agua en distintos tiempos y a varias distancias del pozo bombeado pueden calcularse en una forma similar a la explicada para la solución en régimen permanente. Primeramente se calculan los valores básicos para u' y r/\sqrt{KDc} y los valores de W se leen en las tablas. Sustituyendo estos valores y los de Q y KD se obtiene el descenso Δh . Las velocidades de recarga pueden ser calculadas empleando la Ec.(12). Hay que tener en cuenta que Δh es una función de t y está por tanto sometida a cambios. Como resultado, también cambia la recarga.

12.3 Otros problemas del flujo en los pozos

12.3.1 Pozos en acuíferos con límites hidráulicos rectilíneos

En los apartados precedentes se supuso que el acuífero tenía una extensión superficial infinita. Sin embargo, si el pozo está situado cerca de un canal o río, esta condición no se satisface y las ecuaciones previamente derivadas no son entonces

válidas. Para un acuífero con límites rectilíneos, una solución para la ecuación diferencial puede encontrarse aplicando el principio de superposición. Este principio permite dividir un sistema de flujo en dos o más subsistemas elementales, la suma de los cuales es hidráulicamente equivalente al sistema de flujo originario. Hidráulicamente un canal es una línea de carga hidráulica constante, es decir, una línea de descenso nulo (Fig.5). Por tanto, se imaginará un acuífero infinito y se tratará de encontrar en él un sistema de pozos que induciría un descenso nulo en el lugar donde en realidad está (están) situado el canal(es) (MUSKAT, 1937).

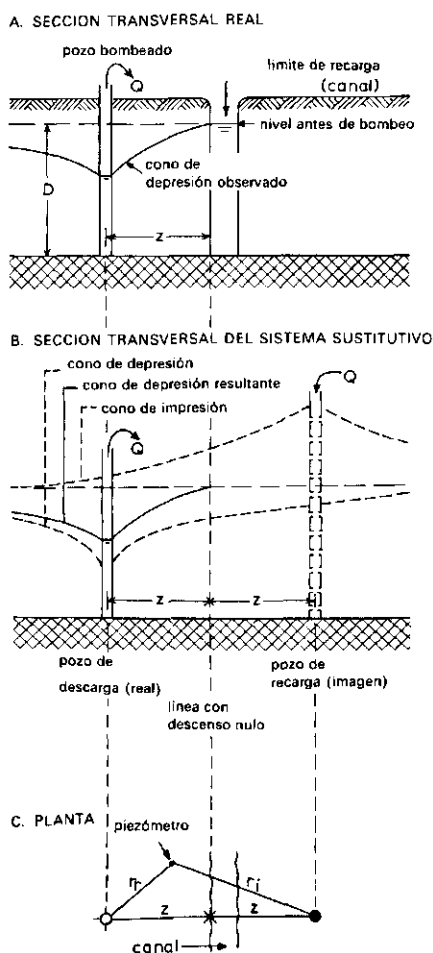


Fig.5. Esquema de un acuífero freático bombeado con un límite hidráulico rectilíneo.

Si hay solamente un canal, tal sistema consiste en un pozo real de descarga (de vaciado) y un pozo de recarga imaginario (manantial) situado en un punto donde estaría si el pozo real se reflejase, actuando el canal como un plano del espejo. Las descargas de ambos pozos se suponen iguales pero con signos opuestos. Por consiguiente el pozo de recarga (imaginario) producirá un descenso negativo (imaginario).

En cualquier punto de un acuífero infinito, el pozo real producirá un descenso

$$\Delta h_r = \frac{Q}{2\pi KD} \ln \frac{r_e}{r_r}$$

y la fuente imaginaria un descenso

$$\Delta h_i = -\frac{Q}{2\pi KD} \ln \frac{r_e}{r_i}$$

en que

r_r = distancia del punto considerado al pozo real (vaciado)

r_i = distancia del punto considerado al pozo imagen (fuente)

r_e = radio de influencia.

Sumando, se obtiene

$$\Delta h = \Delta h_r + \Delta h_i = \frac{Q}{2\pi KD} \left[\ln \frac{r_e}{r_r} - \ln \frac{r_e}{r_i} \right]$$

$$\Delta h = \frac{Q}{2\pi KD} \ln \frac{r_i}{r_r} \quad (18)$$

A lo largo del canal $r_r = r_i$, y

$$\Delta h = \frac{Q}{2\pi KD} \ln 1 = 0 \quad (19)$$

de modo que se satisface la condición de descenso nulo a lo largo del canal. La Ec.(18) se expresa generalmente en coordenadas cartesianas. Tomando el eje y a lo largo del canal y el eje x paralelo a la línea a través del centro de los pozos (Fig.6A), se obtiene

$$r_i = \sqrt{(x_i + x_w)^2 + (y_i - y_w)^2}$$

$$r_r = \sqrt{(x_i - x_w)^2 + (y_i - y_w)^2}$$

y el descenso en un punto arbitrario con coordenadas (x_i, y_i) es

$$\Delta h = \frac{Q}{2\pi KD} \frac{1}{2} \ln \frac{(x_i + x_w)^2 + (y_i - y_w)^2}{(x_i - x_w)^2 + (y_i - y_w)^2} \quad (20)$$

El factor entre corchetes se designa por el símbolo $G(x,y)$ (función de Green) y la ecuación general para este tipo de solución es

$$\Delta h = \frac{Q}{2\pi KD} G(x, y)$$

Para un pozo situado cerca de dos canales perpendiculares entre sí, la solución requiere tres pozos imagen (Fig.6B), y la función de Green se convierte en (MUSKAT, 1937)

$$G(x,y) = \frac{1}{2} \ln \frac{\{(x_i - x_w)^2 + (y_i + y_w)^2\} \{(x_i + x_w)^2 + (y_i - y_w)^2\}}{\{(x_i - x_w)^2 + (y_i - y_w)^2\} \{(x_i + x_w)^2 + (y_i + y_w)^2\}} \quad (21)$$

Cuando el pozo está situado entre dos canales paralelos (Fig.6C), el modelo de los pozos imagen se repite hasta el infinito, aunque ciertamente la influencia de los pozos imagen situados a una gran distancia ($r_i > 100 r_r$) se hace despreciable. La función de Green se convierte en

$$G(x,y) = \frac{1}{2} \ln \frac{\cosh\{\pi(y_i - y_w)/2a\} + \cos\{\pi(x_i + x_w)/2a\}}{\cosh\{\pi(y_i - y_w)/2a\} - \cos\{\pi(x_i - x_w)/2a\}} \quad (22)$$

en que a = distancia media entre los canales paralelos. Los ángulos se expresan en radianes. Para una faja de terreno bordeada por un canal que corta a dos canales paralelos en ángulo recto (Fig.6D), la función de Green es como sigue

$$G(x,y) = \frac{1}{2} \ln \frac{\cosh\{\pi(y_i - y_w)/2a\} + \cos\{\pi(x_i + x_w)/2a\}}{\cosh\{\pi(y_i - y_w)/2a\} - \cos\{\pi(x_i - x_w)/2a\}} \times \\ \times \frac{\cosh\{\pi(y_i + y_w)/2a\} - \cos\{\pi(x_i - x_w)/2a\}}{\cosh\{\pi(y_i + y_w)/2a\} + \cos\{\pi(x_i + x_w)/2a\}} \quad (23)$$

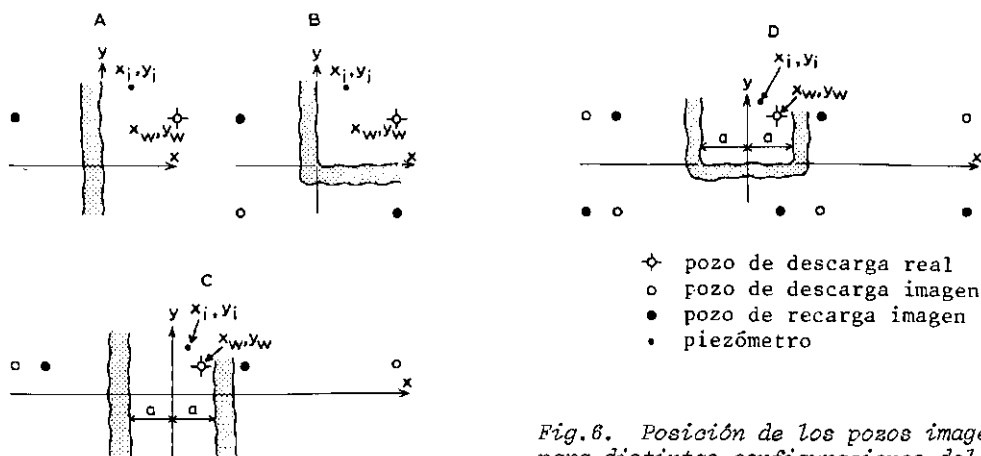


Fig.6. Posición de los pozos imagen para distintas configuraciones del límite de recarga rectilíneo.

Ejemplo 4

Supóngase que el acuífero libre del Ejemplo 1 ($KD = 1200 \text{ m}^2/\text{día}$ y $Q = 1500 \text{ m}^3/\text{día}$) es cortado ahora por un canal a 100 m del pozo de bombeo con radio $r_w = 0,30 \text{ m}$.

a) ¿Cuál es el descenso en el pozo?

b) ¿Cuál es el descenso en un punto de coordenadas (200,0)?

a) El descenso en cualquier punto puede ser calculado usando la Ec.(18) ó la Ec.(19). Para el límite del pozo real $r_w = 0,3 \text{ m}$ y $r_i = 200 \text{ m}$, el descenso en el pozo, según la Ec.(18), es

$$\Delta h_w = \frac{1500}{2 \times 3,14 \times 1200} \times 2,3 \log \frac{200}{0,3} = 1,29 \text{ m}$$

que es 0,19 menor que si no hubiese canal ($\Delta h = 1,48$, en el Ejemplo 1).

b) Tomando el eje x a lo largo de la línea a través del pozo real y el pozo imagen y el eje y a lo largo del canal, se encuentra $x_w = 100$ a $y_w = 0$. Los puntos $(x_i, y_i) = (0,0)$ y $(x_i, y_i) = (200,0)$ están ambos a 100 m del pozo pero a distintos lados del mismo. En el punto (0,0) el descenso es cero. En el punto (200,0) el descenso, según la Ec.(20) es,

$$\Delta h = \frac{1500}{2 \times 3,14 \times 1200} \frac{2,3}{2} \log \frac{(200 + 100)^2}{(200 - 100)^2} = 0,22 \text{ m}$$

12.3.2 Bombeo intermitente

Supóngase un pozo en un acuífero freático infinito que se bombea diariamente durante 8 horas con un caudal $Q \text{ m}^3/\text{día}$ y que se interrumpe el resto del día. En esta situación las ecuaciones derivadas en el Apt.12.2 no son aplicables porque suponen un caudal de bombeo constante. Una solución puede encontrarse usando el principio de superposición. Imagínese que el bombeo es continuo. Cuando realmente se interrumpe el bombeo, se suma un caudal negativo de bombeo continuo; cuando el bombeo se reanuda se suma un caudal positivo de bombeo y así sucesivamente Fig.7).

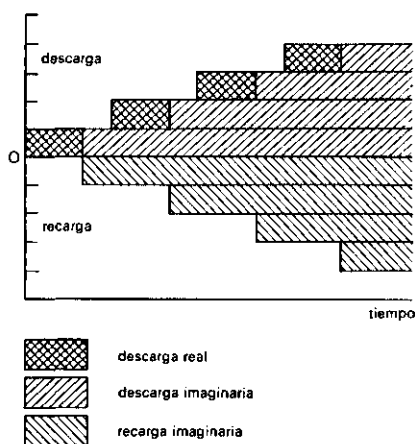


Fig.7. Tipo de descarga y recarga en un bombeo intermitente.

De aquí que después de n días de bombeo intermitente (cada día durante $1/m$ -ava parte del día con una intensidad de caudal de $Q \text{ m}^3$) el descenso en un punto a una distancia r del pozo bombeado es la suma de los descensos producidos por cada una de las intensidades de bombeo y recarga.

El descenso se calcula usando la Ec.(11). Después de n días el descenso producido por el bombeo que empezó en $t = 0$ es

$$\Delta h = \frac{Q}{4\pi KD} 2,3 \log \frac{2,25KDn}{r^2 S}$$

El descenso en $t = n$ días, producido por la recarga continua supuesta que empezó cuando se interrumpió el bombeo la primera vez en $t = 1/m$ días, es

$$\Delta h = \frac{-Q}{4\pi KD} 2,3 \log \frac{2,25KD(n - 1/m)}{r^2 S}$$

El descenso en $t = n$ días, producido por el bombeo que se reanudó el segundo día, es decir para $t = 1$, es

$$\Delta h = \frac{Q}{4\pi KD} 2,3 \log \frac{2,25KD(n - 1)}{r^2 S}$$

El descenso en $t = n$ días, producido por la recarga que empezó cuando se interrumpió el bombeo en el segundo día, es

$$\Delta h = \frac{-Q}{4\pi KD} 2,3 \log \frac{2,25KD(n - 1 - 1/m)}{r^2 S}$$

El bombeo que empezó el día n produjo, para $t = n$, un descenso

$$\Delta h = \frac{Q}{4\pi KD} 2,3 \log \frac{2,25KD \{n - (n - 1)\}}{r^2 S}$$

y la recarga que empezó cuando se interrumpió el bombeo en el día n produjo, al final de ese día, un descenso

$$\Delta h = \frac{-Q}{4\pi KD} 2,3 \log \frac{2,25KD \{n - (n - 1) - 1/m\}}{r^2 S}$$

El descenso real al final del día n es la suma de los descensos producidos por cada uno de los períodos de bombeo y recarga

$$\begin{aligned} \Delta h_{t=n} = & \frac{Q}{4\pi KD} 2,3 \left[\log \frac{2,25KD}{r^2 S} n + \log \frac{2,25KD}{r^2 S} (n - 1) + \right. \\ & + \dots + \log \frac{2,25KD}{r^2 S} \{n - (n - 1)\} - \log \frac{2,25KD}{r^2 S} (n - 1/m) - \\ & - \log \frac{2,25KD}{r^2 S} (n - 1 - 1/m) - \dots \\ & \left. - \log \frac{2,25KD}{r^2 S} \{n - (n - 1) - 1/m\} \right] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{Q}{4\pi KD} 2,3 \log \frac{n \times (n-1) \times \dots \times \{n - (n-1)\}}{(n-1/m) \times (n-1-1/m) \times \dots \times \{n - (n-1) - 1/m\}} \\
&= \frac{Q}{4\pi KD} 2,3 \log \frac{1 \times 2 \times \dots \times n}{(1-1/m) \times (2-1/m) \times \dots \times (n-1/m)} = \\
&= \frac{Q}{4\pi KD} 2,3 \log \frac{n!}{(n-1/m)!} \quad (24)
\end{aligned}$$

12.3.3 Flujo en régimen permanente hacia un pozo en un acuífero freático con recarga vertical

En los apartados anteriores se supuso que los acuíferos freáticos bombeados no se recargaban por lluvia que percolaba o por agua de riego. Se supone ahora que el acuífero freático se recarga a un ritmo constante, R , expresado como volumen por unidad de superficie por unidad de tiempo (m^3/m^2 día = m/día), véase Fig.8.

El flujo permanente a través de un cilindro arbitrario a una distancia r del pozo viene dado por

$$Q_r = \pi(r_e^2 - r^2)R = 2\pi rhK \frac{dh}{dr} \quad (25)$$

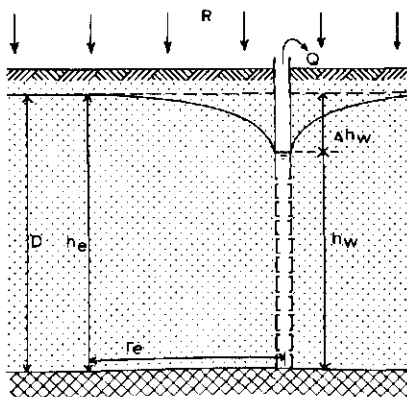


Fig.8. Sección transversal esquemática de un acuífero freático bombeado con recarga vertical.

Puesto que, en régimen permanente, la descarga del pozo (Q_w) iguala a la recarga del área dentro del radio de influencia

$$Q_w = \pi r_e^2 R \quad (26)$$

Se sigue que

$$Q_r = Q_w - \pi r^2 R = 2\pi r h K \frac{dh}{dr}$$

o

$$\left(\frac{Q_w}{r} - \pi r R\right) dr = 2\pi K h dh$$

Integrando entre los límites $r = r_w$, $h = h_w$ y $r = r_e$, $h = h_e$, resulta

$$Q_w \ln(r_e/r_w) - \frac{1}{2} \pi R(r_e^2 - r_w^2) = Q_w = \pi K(h_e^2 - h_w^2) \quad (27)$$

La cantidad $\frac{1}{2} \pi R r_w^2$ es muy pequeña en comparación con $\frac{1}{2} \pi R r_e^2$ y puede despreciarse. Por otra parte, si el descenso del tirante de agua en el pozo es pequeño en comparación con la carga hidráulica originaria, el segundo miembro de la Ec.(27) puede expresarse por (PETERSON y otros, 1952)

$$\pi K(h_e + h_w)(h_e - h_w) \approx 2\pi K D \Delta h_w$$

Puesto que, según la Ec.(26)

$$r_e^2 = \frac{Q_w}{\pi R}$$

la Ec.(27) puede escribirse como

$$\Delta h_w = \frac{Q_w}{2\pi K D} \left(2,3 \log \frac{r_e}{r_w} - \frac{1}{2}\right) \quad (28)$$

Si $r_e/r_w > 100$, y si se acepta un error del 10 por ciento, en esta ecuación puede despreciarse el término $-\frac{1}{2}$.

Ejemplo 5

Un área regada de 1000×1000 m es drenada por un pozo en su centro. Las pérdidas medias por percolación profunda resultantes de la aplicación de exceso de agua de riego ascienden a 2 mm por día. La conductividad hidráulica del material acuífero es $K = 25$ mm/día; el espesor de la capa portadora de agua es $D = 25$ m. El radio del pozo $r_w = 0,1$ m. ¿Cuál es el descenso en el pozo?

Si se toma $r_e = 500$ m, lo cual es una estimación razonable, la recarga (que en régimen permanente iguala al caudal de bombeo)

$$Q_w = 0,002 \times 3,14 \times 500^2 = 1570 \text{ m}^3/\text{día}$$

Sustituyendo este valor en la Ec.(28) resulta

$$\Delta h_w = \frac{1570 \times 2,3 \log \left(\frac{500}{0,1} \right) - 785}{2 \times 3,14 \times 25 \times 25} = 3,2 \text{ m}$$

12.4 Bibliografía

- COOPER, H.H. and JACOB, C.E. 1946. A generalized graphical method for evaluating formation constants and summarizing well-field history. Trans. Am. Geophys. Union, 27: 526-534.
- DE GLEE, G.J. 1930. Over grondwaterstromingen bij wateronttrekking door middel van putten. J. Waltman, Delft, 175 pp.
- HANTUSH, M.S. 1956. Analysis of data from pumping tests in leaky aquifers. Trans. Am. Geophys. Union, 37: 702-714.
- HANTUSH, M.S. y JACOB, C.E. 1955. Nonsteady radial flow in an infinite leaky aquifer. Trans. Am. Geophys. Union, 36: 95-100.
- JAHNKE, E. y EMDE, F. 1945. Tables of functions with formulas and curves. Dover Publ. New York, 306 pp.
- KRUSEMAN, G.P. y DE RIDDER, N.A. 1970. The analysis and evaluation of pumping test data. Bull. 11. Int. Inst. for Land Reclam. and Improv., Wageningen. 200 pp.
- MUSKAT, M. 1937. The flow of homogeneous fluids through porous media. McGraw-Hill Book Comp., New York, 763 pp.
- PETERSON, D.F., ISRAELSON, O.W. y HANSEN, V.E. 1952. Hydraulics of wells. Techn. Bull. 351. Utah Agric. Exp. Stn. Logan, Utah, 48 pp.
- THEIS, C.V. 1935. The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of a well using groundwater storage. Trans. Am. Geophys. Union, 16: 519-524.

Sugerencias para una lectura adicional

- ANONIMO 1964. Steady flow of groundwater towards wells. Proc. Inf. Comm. Hydrol. Res. TNO 10: 179 pp. The Hague.
- DAVIS, S.N. y DE WIEST, R.J.M. 1966. Hydrology. John Wiley and Sons Inc., New York, 463 pp.
- DE WIEST, R.J.M. 1965. Geohydrology. John Wiley & Sons Inc., New York, 366 pp.

- HANTUSH, M.S. 1964. Hydraulics of wells. Adv. Hydrosience I: 281-432. Academic Press, New York.
- HARR, M.E. 1962. Groundwater and Seepage. McGraw-Hill Book Comp., New York, 315 pp.
- JACOB, C.E. 1950. Flow of groundwater. In: H.Ronse (Ed.): Engineering Hydraulics, John Wiley and Sons Inc., New York, 321-386.
- POLUBARINOVA - KOCHINA, P.Ya. 1962. The theory of groundwater movement. Princeton University Press, Princeton, N.J., 613 pp.
- TODD, K.D. 1959. Groundwater hydrology. John Wiley and Sons Inc., New York, 336 pp.

TEORIAS DEL DRENAJE AGRICOLA Y DE LA ESCORRENTIA

13. FILTRACIONES

J. WESSELING

*Jefe del Departamento de Hidrologia
Institute for Land and Water
Management Research, Wageningen*

Conferenciantes en el Curso de Drenaje Agrícola

J. Wesseling (1964–1970, 1972)

Institute for Land and Water Management Research

N. A. de Ridder (1971)

International Institute for Land Reclamation and Improvement

13. Filtraciones

13.1	Introducción	201
13.2	Filtraciones de canales a acuíferos semiconfinados	202
13.2.1	Acuífero infinito	205
13.2.2	Acuífero finito	208
13.2.3	Condiciones de límite circulares	209
13.2.4	Distribución de la filtración	213
13.3	Flujo desde o hacia zanjas en acuíferos freáticos	213
13.3.1	Después de un cambio instantáneo del nivel de agua	213
13.3.2	Después de un cambio uniforme del nivel de agua	219
13.4	Transmisión de ondas	221
13.4.1	Transmisión de ondas en acuíferos freáticos	223
13.4.2	Transmisión de ondas en acuíferos semiconfinados	223
13.5	Pérdidas de agua de acequias hacia una capa freática	226
13.5.1	Pérdidas de agua hacia una capa freática profunda	226
13.5.2	Pérdidas de agua hacia una capa freática superficial	229
13.6	Bibliografía	233

OBJETIVOS DE ESTE CAPÍTULO

En este capítulo se tratan algunos de los problemas del flujo del agua de la zona saturada que afectan al drenaje.

13.1 Introducción

El término *filtración* generalmente se define como el flujo del agua a través de los suelos. También se utiliza para el flujo de agua que brota del suelo (filtraciones a través de una presa de tierra, o filtraciones a una zanja), o que penetra en el suelo (filtraciones de canales y acequias en estratos permeables subyacentes). En este capítulo se van a tratar algunos problemas de las filtraciones que afectan al drenaje, aunque esta discusión no es completa porque se reduce a aquellos problemas que pueden analizarse a partir de datos obtenidos de una forma bastante sencilla.

Para explicar el comportamiento de las capas de agua o de las cargas hidráulicas, con frecuencia es necesario describir el sistema de flujo del agua en la zona saturada. Anteriormente se han deducido soluciones a numerosos problemas del flujo del agua, que se describen en la bibliografía. Todas estas soluciones tienen en común que solamente puede predecirse el flujo del agua si se cumplen plenamente las condiciones de límite para las que se han deducido, y si las características del acuífero son conocidas. Esto implica, que si se dispone de una solución para cierto problema de flujo, puede calcularse cualquier cambio en el flujo de agua debido a cambios en las condiciones de límite, sustituyendo en las ecuaciones los valores adecuados a las características del acuífero. Sin embargo, con frecuencia se desconocen los valores de las características de la región del acuífero. Puede ocurrir que los datos hidrológicos disponibles se hayan deducido de diferente forma, por ej. de investigaciones hidrogeológicas o a partir de ensayos de bombeo, por lo que deben verificarse estos datos. Debe tenerse en cuenta que los ensayos de bombeo son bastante caros y que no siempre se dispone del equipo requerido. La recopilación de datos de cargas hidráulicas es sin embargo mucho más sencillo, y a menudo estos datos permiten describir las condiciones de flujo de una región. Estas condiciones de flujo pueden compararse con soluciones teóricas, que utilizadas para analizar los datos recopilados, hacen posible el cálculo de las características del acuífero. Esta aproximación permite con frecuencia la comprobación de los datos hidrológicos obtenidos por otros métodos.

Debe tenerse en cuenta que las soluciones teóricas que se van a discutir, se han deducido para condiciones ideales, es decir, acuíferos y estratos confinantes homogéneos e isótropos, y con frecuencia condiciones de límite idealizadas o relativamente sencillas, que raramente se encuentran en la naturaleza. Por tanto debe tenerse en cuenta, que los errores debidos a las diferencias entre las condiciones de límite reales y aquellas que teóricamente se han supuesto, son mucho

más importantes que los errores debidos a la anisotropía o a la falta de homogeneidad del material. Al aplicar estas soluciones es de la mayor importancia, ya sea para situaciones pronosticables o para análisis de datos de observaciones, el elegir la solución que mejor encaje con las condiciones de límite existentes.

13.2 Filtraciones de canales a acuíferos semiconfinados

Se recuerda (Cap.1, Vol.I) que un acuífero semiconfinado consiste en un estrato saturado de agua, cubierto por un estrato con una conductividad hidráulica baja aunque medible. Como la conductividad hidráulica del estrato horizontal que recubre es baja comparada con la del acuífero, se desprecia el flujo horizontal en este estrato (ver también Cap.6, Vol.I).

Se supone que el acuífero es cortado en su espesor total por un canal recto (rfo, canal) que tiene un nivel de agua constante. En condiciones de equilibrio, la carga hidráulica del agua confinada en el acuífero y el nivel freático coincidirán con el nivel de agua en el canal (Fig.1).

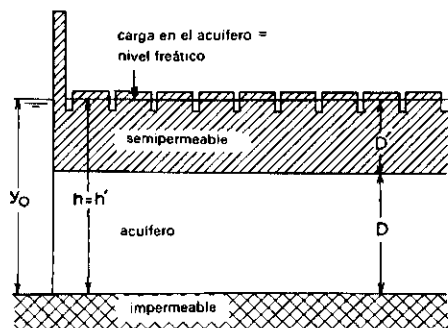


Fig.1. Acuífero semiconfinado cortado por un canal: condiciones de equilibrio.

En la práctica ocurrirá esto raras veces. La evapotranspiración eliminará agua de la capa superior del suelo y en consecuencia el nivel freático bajará, aunque también puede ocurrir que el nivel freático se mantenga artificialmente (zanjas superficiales) a un nivel más bajo que la carga hidráulica del acuífero (Fig.2).

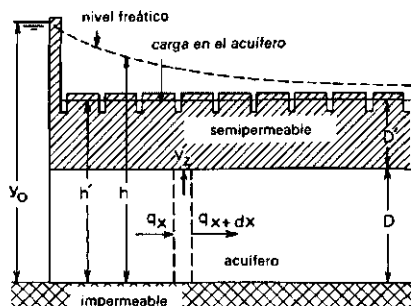


Fig.2. Acuífero semiconfinado cortado por un canal: flujo de filtración.

Por otro lado, después de una precipitación intensa y con drenaje insuficiente, el nivel freático se puede elevar sobre la carga hidráulica (Fig.3).

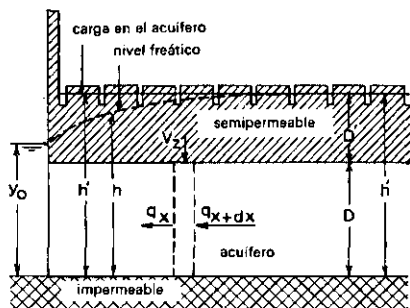


Fig.3. Acuífero semiconfinado cortado por un canal: flujo de drenaje.

Tan pronto como existe una diferencia entre la carga hidráulica y el nivel freático, se origina un flujo vertical de agua. Cuando el nivel freático desciende por debajo de la carga hidráulica, el flujo será vertical en dirección ascendente; cuando el nivel freático se eleva sobre la carga hidráulica, el flujo será descendente. A continuación únicamente se hace referencia al flujo ascendente.

El flujo desde el acuífero al estrato que lo recubre dará lugar a una disminución de la carga hidráulica y a la existencia de un gradiente, que ocasiona un flujo de agua desde el canal al acuífero.

La carga hidráulica en el acuífero se representa por h y la carga freática en el estrato de cobertura por h' . Se supone que el agua en el canal se mantiene a un nivel constante, y_0 , que el nivel freático se mantiene constante a h'_0 y que el flujo es en régimen permanente (es decir, los gradientes hidráulicos son constantes).

El cambio de intensidad del flujo horizontal se debe al flujo vertical v_z en el estrato de cobertura. Si v_z se considera positivo para el flujo ascendente, la ecuación de continuidad da (Fig.2):

$$v_z = - \frac{dq_x}{dx} \quad (1)$$

El flujo horizontal en el acuífero puede expresarse por:

$$q_x = - KD \frac{dh}{dx} \quad (2)$$

Según la ley de Darcy el flujo vertical es:

$$v_z = K' \frac{h - h'_0}{D'} = \frac{h - h'_0}{c} = \zeta(h - h'_0) \quad (3)$$

donde

K' = conductividad hidráulica del estrato de cobertura ($m/día^{-1}$)

D' = espesor de la parte saturada del estrato de cobertura (m)

$c = D'/K'$ = resistencia del estrato de cobertura al flujo vertical (día)

$\zeta = 1/c$ = coeficiente de pérdida ($día^{-1}$)

Reordenando la Ec.(3) se tiene:

$$h = c v_z + h'_0 \quad (4)$$

y sustituyendo la Ec.(1) en la Ec.(4) se obtiene:

$$h = - c \frac{dq_x}{dx} + h'_0 \quad (5)$$

Como h'_0 es constante,

$$\frac{dh}{dx} = - c \frac{d^2 q_x}{dx^2} \quad (6)$$

Sustituyendo la Ec.(6) en la Ec.(2) se obtiene:

$$q_x = KDc \frac{d^2 q_x}{dx^2} \quad (7)$$

13.2.1 Acuífero infinito

Para un acuífero que se extiende infinitamente más allá del canal, las condiciones de límite para las que tiene que resolverse la Ec.(7) son:

$$\begin{aligned}h &= y_0 & \text{en} & \quad x = 0 \\h &= h' & \text{en} & \quad x = \infty \quad (h' = \text{constante})\end{aligned}$$

La ecuación diferencial puede resolverse suponiendo que

$$q_x = e^{ax}$$

donde a es una constante. Sustituyendo esta expresión en la Ec.(7) da $a = \pm 1/\sqrt{KDc}$, por lo que la solución general se convierte en

$$q_x = C_1 e^{x/\sqrt{KDc}} + C_2 e^{-x/\sqrt{KDc}} \quad (8)$$

donde C_1 y C_2 son coeficientes constantes, y $\sqrt{KDc} = \lambda$ es el factor de pérdida, que tiene la dimensión de una longitud.

De las condiciones de límite se deduce que h tiene que mantenerse finito para $x = \infty$ por lo que $C_1 = 0$. Sustituyendo $q_x = q_0$ para $x = 0$ da

$$C_2 = q_0$$

Por lo que,

$$q_x = q_0 e^{-x/\sqrt{KDc}} \quad (9)$$

Esta ecuación permite calcular la intensidad de la filtración a una distancia x del canal, si se conocen la intensidad del flujo q_0 en el límite del canal y el factor de filtración.

Para hallar una expresión para h , la Ec.(9) se deriva respecto a x

$$\frac{dq_x}{dx} = - \frac{q_0}{\sqrt{KDc}} e^{-x/\sqrt{KDc}} \quad (10)$$

Sustituyendo la Ec.(10) en la Ec.(5) se obtiene:

$$h - h'_0 = q_0 \sqrt{c/KD} e^{-x/\sqrt{KDc}} \quad (11)$$

Sustituyendo la condición de límite $h = y_0$, $x = 0$ en la Ec.(11) se obtiene:

$$q_0 = (y_0 - h'_0) \sqrt{KD/c} \quad (12)$$

que es una expresión para calcular la intensidad de filtración en el límite del canal.

Sustituyendo la Ec.(12) en la Ec.(11) para eliminar q_0

$$h - h'_0 = (y_0 - h'_0) e^{-x/\sqrt{KDc}} \quad (13)$$

δ

$$\sqrt{KDc} = \frac{x}{2,30 \{ \log(y_0 - h'_0) - \log(h - h'_0) \}} \quad (14)$$

La ecuación (14) permite analizar los datos de las observaciones. Supóngase que se mide la carga hidráulica del acuífero en una batería de piezómetros perpendiculares al canal a diferentes distancias x . Supóngase además que se conoce el nivel freático (constante), por medio de un número de pozos de observación superficiales, en el estrato de cobertura. La Ec.(14) muestra ahora que situando los datos observados de $(h - h'_0)$ respecto a la distancia x en papel semilogarítmico ($h - h'_0$ en el eje logarítmico), se obtiene una línea recta (Fig.4), cuya pendiente es igual a $1/2,30 \sqrt{KDc}$, a partir de la cual puede calcularse \sqrt{KDc} .

Si se conoce el valor de KD por medio de otras investigaciones, puede calcularse el valor c , y exactamente igual en caso contrario.

En la práctica existe casi siempre una desviación de la relación lineal en las cercanías del canal. Esto se debe a que generalmente el canal solamente penetra en parte del acuífero, lo que significa que se tiene que tomar en cuenta cierto flujo radial cerca del canal. La resistencia causada por el flujo radial puede expresarse en metros de flujo horizontal (Fig.4) o en una reducción de $(h - h'_0)$ a su valor efectivo.

Debe observarse que para el análisis no es particularmente necesario el medir el nivel de agua en el canal. El análisis puede efectuarse con cualquier punto de referencia arbitrario.

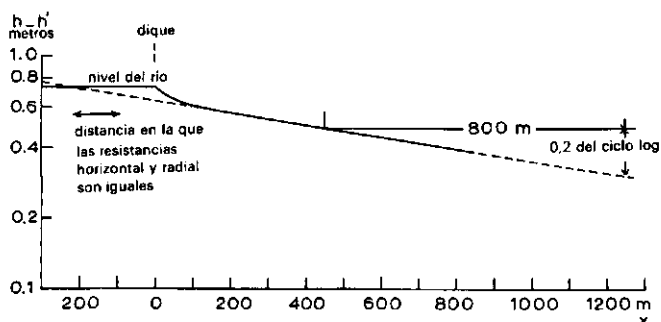


Fig.4. Análisis de los datos piezométricos en un acuífero semiconfinado cortado por un canal.

Si se conoce el valor $\sqrt{KD/c}$, puede calcularse la cantidad de flujo por medio de la Ec.(11). La intensidad de flujo por unidad de longitud de canal, q_0 , se da para $x = 0$, mientras que puede calcularse un valor de q_x para cada valor de x . La intensidad del flujo vertical por unidad de anchura entre x_1 y x_2 se obtiene por diferencia $q_{x_1} - q_{x_2}$.

Ejemplo 1

La Fig.5 muestra el perfil geológico del polder "Dalem" a lo largo del río Waal (Holanda). El acuífero de arena relativamente gruesa, está cubierto por una capa semipermeable de 12 m de espesor, constituida por arena fina, arcilla y turba. Se han colocado tres piezómetros en una batería perpendicular al río, a distancias de 120, 430 y 850 m del dique. La capa de agua puede considerarse constante a un nivel cero. La Fig.4 muestra la representación sobre papel semi-logarítmico de la diferencia entre la carga en el acuífero y el nivel freático en relación con la distancia, y además se muestra el nivel del río.

La pendiente de la línea recta que une los puntos situados es igual a $\frac{800}{0,2}$. Por tanto:

$$2,30 \sqrt{KDc} = \frac{800}{0,2}$$

6

$$KDc = \left(\frac{800}{2,30 \times 0,2} \right)^2 = 3,02 \times 10^6 \text{ m}^2$$

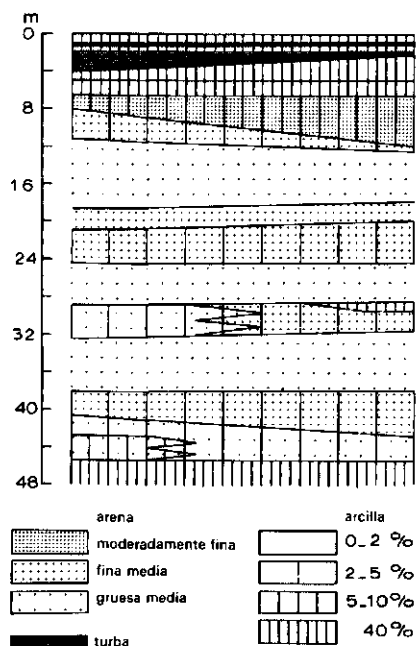


Fig. 5. Perfil geológico del polder Dalem, Holanda (acuífero semiconfinado, DE RIDDER y otros, 1962).

Según la Fig. 4, el punto donde la línea recta extendida corta el nivel del río se sitúa a una distancia de 215 m fuera del dique. Por ello, la resistencia radial debida a la penetración parcial del río en el acuífero, es igual al flujo horizontal sobre una distancia de 215 m.

13.2.2 Acuífero finito

En el apartado anterior se supuso que el acuífero se extendía infinitamente más allá del dique. Sin embargo normalmente, el acuífero tendrá una extensión limitada (Fig. 6).

Si B representa la extensión del acuífero (MAZURE, 1936) y \sqrt{KDc} el factor de pérdida, puede utilizarse la solución del Apt. 13.2.1 teniendo en cuenta que

$$B > 3\sqrt{KDc}$$

Para franjas más estrechas, puede obtenerse una solución suponiendo

$$q_x = C_1 \cosh \frac{x}{\lambda} + C_2 \sinh \frac{x}{\lambda}$$

donde C_1 y C_2 son constantes que tienen que ser determinadas y $\lambda = \sqrt{KDc}$. Si el nivel freático tiene una elevación constante h'_0 y la anchura de la franja es igual a B , la solución general es

$$q_x = \sqrt{KD/c} \left[(y_0 - h'_0) \frac{\cosh(B/\lambda - x/\lambda)}{\sinh B/\lambda} - (y_B - h'_0) \frac{\cosh x/\lambda}{\sinh B/\lambda} \right] \quad (15)$$

donde y_B es la carga hidráulica en el acuífero en el extremo final de la franja.

De esta ecuación se deduce que el flujo que entra en el acuífero es:

$$q_0 = \sqrt{KD/c} \left[\frac{(y_0 - h'_0)}{\tanh(B/\lambda)} - \frac{(y_B - h'_0)}{\sinh(B/\lambda)} \right] \quad (16)$$

y la cantidad que sale del acuífero para $x = B$

$$q_B = \sqrt{KD/c} \left[\frac{(y_0 - h'_0)}{\sinh(B/\lambda)} - \frac{(y_B - h'_0)}{\tanh(B/\lambda)} \right] \quad (17)$$

La diferencia $q_0 - q_B$ es igual al caudal de la filtración por metro de canal en toda la anchura B del acuífero.

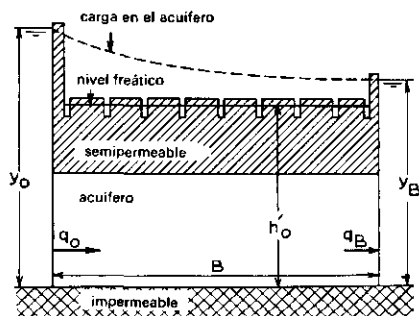


Fig.6. Acuífero semiconfinado de longitud finita cortado por un canal.

13.2.3 Condiciones de límite circulares

Supóngase ahora un gran polder circular de radio R , rodeado por una zona en la que la superficie de la tierra y la capa freática están a una altura superior a las del polder.

Por tanto existe un flujo radial del agua freática desde el exterior hacia dentro del polder (Fig.7).

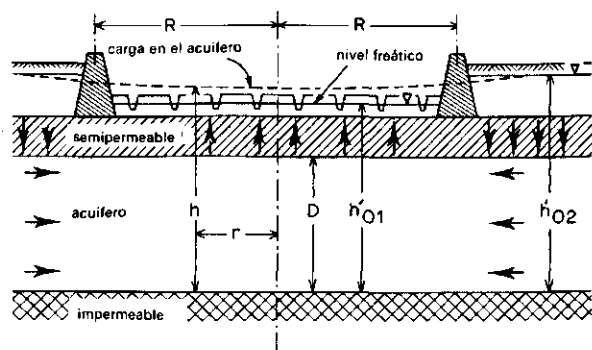


Fig.7. Filtración dentro de un polder circular.

Puede expresarse el flujo horizontal en el acuífero semiconfinado, de espesor constante D y conductividad hidráulica K , por medio de:

$$Q = -2\pi K D r \frac{dh}{dr} \quad (18)$$

y el flujo vertical a través del estrato superior, de espesor saturado D' y conductividad hidráulica para el flujo vertical K' , por:

$$v_z = \frac{K'(h - h')}{D'} = \frac{h - h'}{c} \quad (19)$$

donde c es la resistencia hidráulica del estrato superior.

La condición de continuidad requiere que:

$$\frac{dQ}{dr} + 2\pi r v_z = 0 \quad (20)$$

Sustituyendo las expresiones anteriores para Q y v_z en la Ec.(20) y dividiendo por $-2\pi K D$, se obtiene

$$\frac{d^2 h}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{dh}{dr} - \frac{h - h'}{K D c} = 0$$

En el caso de un nivel constante $h' = h'_0$ en el polder, se puede expresar $h - h'_0 = y$, y si se expresa $r = x \sqrt{K D c}$, esta ecuación toma la forma típica siguiente:

$$\frac{d^2 y}{dx^2} + \frac{1}{x} \frac{dy}{dx} - y = 0 \quad (21)$$

que es una ecuación diferencial lineal de segundo orden, que se encuentra frecuentemente cuando se consideran problemas de flujo con simetría radial.

La solución general de la Ec.(21) es una combinación lineal de dos soluciones independientes (MAZURE, 1936)

$$y = C_1 I_0(x) + C_2 K_0(x) \quad (22)$$

donde C_1 y C_2 son constantes arbitrarias, $I_0(x)$ y $K_0(x)$ son funciones Bessel modificadas, de primera (I_0) y segunda (K_0) clase, y de orden cero.

Las derivadas de $I_0(x)$ y $K_0(x)$ se representan respectivamente por $I_1(x)$ y $-K_1(x)$, y se llaman funciones Bessel modificadas de primer orden. Pueden encontrarse los valores de I_0 , K_0 , I_1 , y K_1 para diferentes valores de x , en tablas, por ej. VERRUIJT (1970). Para $r = x\lambda$, con $\lambda = \sqrt{KDc}$ (factor de filtración) y $B = \sqrt{KD/c}$, la solución del problema se convierte en

$$h - h'_0 = C_1 I_0(r/\lambda) + C_2 K_0(r/\lambda) \quad (23)$$

y de la ley de Darcy

$$Q = 2\pi\beta r \left[-C_1 I_1(r/\lambda) - C_2 K_1(r/\lambda) \right] \quad (24)$$

Como los valores de h'_0 son diferentes dentro y fuera del polder (h'_{01} para $0 < r < R$ y h'_{02} para $r \geq R$), tienen que hallarse dos series de constantes (C_{11} , C_{21} y C_{12} , C_{22}).

Los valores de C_{11} y C_{21} pueden hallarse a partir de las condiciones dentro del polder, donde:

$$0 < r < R \quad h'(r) = \text{constante } h'_{01}$$

Como $Q = 0$, para $r = 0$, se deduce que $C_{11} = 0$, por lo que:

$$Q_1(r) = 2\pi\beta r C_{21} K_1(r/\lambda) \quad (25)$$

y

$$h_1(r) - h'_{01} = C_{21} K_0(r/\lambda) \quad (26)$$

Los valores de C_{12} y C_{22} pueden hallarse de las condiciones de límite de la zona circundante, donde:

$$R < r < \infty : h'(r) = \text{constante} = h'_{o_2}$$

Como el valor de h para $r = \infty$ es finito, se deduce que $C_{22} = 0$. Por tanto

$$Q_2(r) = -2\pi\beta r C_{12} I_1(r/\lambda) \quad (27)$$

y

$$h_2(r) - h'_{o_2} = C_{12} I_0(r/\lambda) \quad (28)$$

En el límite del polder $r = R$, se requiere que $h_1(R) = h_2(R)$ y $(dh_1/dr)_R = (dh_2/dr)_R$. Sustituyendo estas expresiones en las Ecs.(25) a (28), se obtiene para C_{12} y C_{21} las condiciones

$$h'_{o_2} - h'_{o_1} = C_{21} K_0(R/\lambda) - C_{12} I_0(R/\lambda) \quad (29)$$

y

$$C_{21} K_1(R/\lambda) = -C_{12} I_1(R/\lambda) \quad (30)$$

Eliminando C_{12} se obtiene

$$h'_{o_2} - h'_{o_1} = C_{21} \left[K_0(R/\lambda) + \frac{K_1(R/\lambda)}{I_1(R/\lambda)} I_0(R/\lambda) \right] \quad (31)$$

Sustituyendo esta expresión en la Ec.(25), se obtiene la entrada de agua en el polder (para $r = R$):

$$Q(R) = 2\pi\beta R \frac{I_1(R/\lambda)K_1(R/\lambda)}{I_1(R/\lambda)K_0(R/\lambda) + I_0(R/\lambda)K_1(R/\lambda)} (h'_{o_2} - h'_{o_1})$$

Para hallar la distribución del agua de filtración dentro del polder, pueden sustituirse los valores de $r < R$ en la Ec.(32).

13.2.4 Distribución de la filtración

En los apartados previos se supuso que el acuífero y el estrato confinante eran uniformes, es decir, que en todas partes tenían los mismos valores para

KD y c. En la práctica los valores de KD, pero especialmente los valores de c, pueden cambiar en distancias bastante cortas. Si ésto ocurre, puede deducirse fácilmente la distribución de las intensidades de filtración analizando los mapas del agua de la zona saturada. Este método se explicará en el Cap.21, Vol. III.

13.3 Flujo desde o hacia zanjas en acuíferos freáticos

13.3.1 Después de un cambio instantáneo del nivel de agua

En el apartado anterior se han discutido algunos problemas de filtraciones en acuíferos semiconfinados. En acuíferos libres pueden existir problemas análogos. Por ejemplo, ¿qué efecto tendrá una elevación o un descenso instantáneo del nivel de agua en una zanja, sobre la capa de agua de las zonas circundantes?

Supóngase que el nivel de agua en una zanja, que penetra totalmente un acuífero libre horizontal, de extensión infinita, es y_0 en $t = 0$. Supóngase además que la capa de agua en las zonas circundantes está en equilibrio estático, es decir, la capa de agua tiene el mismo nivel $h = y_0$ (Fig.8).

Cuando el nivel de agua en la zanja descienda (o se eleve) instantáneamente en una cantidad Δy en $t = 0$, habrá un flujo de agua hacia afuera (o hacia dentro) de la zona circundante, hasta que la capa de agua y el nivel de la zanja estén otra vez en equilibrio. La influencia del cambio del nivel de agua en la zanja, sobre el nivel de la capa de agua es:

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{KD}{\mu} \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \quad (33)$$

siempre que $\Delta y \ll D$, de forma que D no varíe mucho por la elevación de la capa de agua, y que el flujo en el acuífero sea horizontal para que sean válidas las suposiciones de Dupuit. Las condiciones de límite para las que se puede resolver esta ecuación son, por tanto:

$$h = y_0 \quad 0 < x < \infty \quad t = 0$$

$$h = y_0 - \Delta y \quad x = 0 \quad t > 0$$

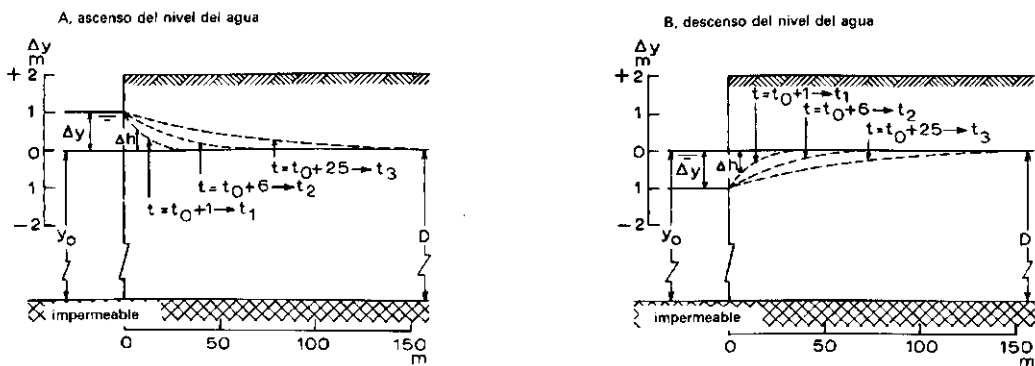


Fig. 8. Capa de agua fluctuante en un acuífero libre.

A: después de una elevación instantánea del nivel de agua en la zanja

B: después de un descenso instantáneo del nivel de agua en la zanja.

EDELMAN (1947) demostró que la solución de la Ec.(33) puede expresarse en términos de dos nuevas variables:

$$T = \frac{KD}{\mu} t \quad (34)$$

$$u = \frac{x}{2\sqrt{T}} = \frac{x}{2\sqrt{(KDt/\mu)}} \quad (35)$$

La solución es entonces:

$$\Delta h = (y_0 - h) = -\Delta y \operatorname{erfc}(u) = -\Delta y f_0(u), \quad \Delta y > 0 \quad (36)$$

donde $\operatorname{erfc}(u) = 1 - \operatorname{erf}(u)$ es la función de error complementaria (JAHNKE y EMDE, 1945). En la Tabla 1 se dan los valores de la función $f_0(u)$.

El flujo por unidad de longitud de zanja, a una distancia x , puede hallarse derivando la Ec.(36) respecto a x , y sustituyendo el resultado en la ecuación de Darcy, con lo que se obtiene:

$$q_x = KD(\Delta y) T^{-\frac{1}{2}} \frac{e^{-u^2}}{\sqrt{\pi}} \quad (37)$$

para $x = 0$, la Ec.(37) se reduce a:

$$q_0 = \frac{KD(\Delta y)}{\sqrt{\pi}} T^{-\frac{1}{2}} \quad (38)$$

TABLE 1. Los valores de la función f_0 , $f_1(u)$ y $f_2(u)$

u	$\frac{1}{\sqrt{\pi}} e^{-u^2}$	$f_0(u)$	$f_1(u)$	$f_2(u)$
0,000	0,5642	- 1,0000	1,1284	- 1,0000
0,025	0,5639	- 0,9717	1,0794	- 0,9448
0,050	0,5628	- 0,9436	1,0312	- 0,8920
0,075	0,5611	- 0,9155	0,9849	- 0,8416
0,100	0,5586	- 0,8875	0,9397	- 0,7935
0,125	0,5555	- 0,8596	0,8960	- 0,7476
0,150	0,5517	- 0,8320	0,8537	- 0,7039
0,200	0,5421	- 0,7773	0,7732	- 0,6227
0,250	0,5300	- 0,7237	0,6982	- 0,5497
0,300	0,5157	- 0,6714	0,6285	- 0,4829
0,350	0,4992	- 0,6206	0,5639	- 0,4232
0,400	0,4808	- 0,5716	0,5042	- 0,3699
0,450	0,4608	- 0,5245	0,4495	- 0,3222
0,500	0,4394	- 0,4795	0,3993	- 0,2799
0,550	0,4169	- 0,4367	0,3534	- 0,2423
0,600	0,3936	- 0,3961	0,3119	- 0,2090
0,650	0,3698	- 0,3580	0,2741	- 0,1798
0,700	0,3457	- 0,3222	0,2402	- 0,1540
0,750	0,3215	- 0,2888	0,2097	- 0,1315
0,800	0,2975	- 0,2579	0,1824	- 0,1120
0,850	0,2740	- 0,2293	0,1581	- 0,0949
0,900	0,2510	- 0,2031	0,1364	- 0,0803
0,950	0,2288	- 0,1791	0,1173	- 0,0677
1,000	0,2076	- 0,1573	0,1005	- 0,0568
1,050	0,1874	- 0,1376	0,0857	- 0,0476
1,100	0,1683	- 0,1198	0,0729	- 0,0396
1,150	0,1504	- 0,1039	0,0617	- 0,0329
1,200	0,1337	- 0,0897	0,0520	- 0,0273
1,250	0,1183	- 0,0771	0,0438	- 0,0224
1,300	0,1041	- 0,0660	0,0366	- 0,0184
1,350	0,0912	- 0,0562	0,0307	- 0,0148
1,400	0,0795	- 0,0477	0,0253	- 0,0122
1,450	0,0698	- 0,0403	0,0209	- 0,0100
1,500	0,0595	- 0,0339	0,0172	- 0,0081
1,600	0,0436	- 0,0237	0,0114	- 0,0055
1,700	0,0314	- 0,0162	0,0076	- 0,0032
1,800	0,0221	- 0,0109	0,0050	- 0,0020
1,900	0,0153	- 0,0072	0,0031	- 0,0012
2,000	0,0104	- 0,0047	0,0020	- 0,0007
2,100	0,0069	- 0,0030	0,0012	- 0,0005
2,200	0,0045	- 0,0019	0,0007	- 0,0003
2,300	0,0029	- 0,0011	0,0005	- 0,0001
2,400	0,0018	- 0,0007	0,0003	
2,500	0,0011	- 0,0004	0,0002	

que da la cantidad de agua que fluye en un lado de la zanja. El flujo de entrada total en la zanja es por tanto igual a $2 q_0$, siempre que el acuífero se extienda infinitamente a ambos lados de la zanja.

Si el nivel del agua en la zanja se eleva en una distancia Δy , puede esperarse una elevación del nivel del agua en el suelo. Como una elevación se puede considerar como un descenso negativo, Δy se toma negativo, por lo que la Ec.(36) se convierte en la siguiente:

$$\Delta h = + \Delta y f_0(u) \quad \Delta y < 0 \quad (36a)$$

porque $f_0(u)$ es negativa.

Estas ecuaciones pueden utilizarse para calcular la variación del nivel de la capa de agua del suelo si se conocen las propiedades hidráulicas del acuífero, o para calcular las propiedades hidráulicas si se ha medido en una batería de piezómetros la variación del nivel de agua.

Ejemplo 2

Supóngase un acuífero libre, cuyo espesor saturado es $D = 10$ m, cuya conductividad hidráulica es $K = 1 \text{ m/día}$, y una porosidad efectiva $\mu = 0,1$. Este acuífero es cortado por un canal. Para $t < 0$ el nivel del agua en el canal y en el suelo es el mismo. Para $t = 0$ el nivel del agua en el canal se eleva 1 metro, es decir $\Delta y = 1$. ¿Cuál será la elevación de la capa de agua, a varias distancias del canal, después de 25 días? Se supone que la transmisividad del acuífero es constante $KD = 1 \times 10 = 10 \text{ m}^2/\text{día}$, aunque con la elevación de la capa de agua el valor D , y por tanto KD , cambian por término medio de 10 a 10,5.

Según la Ec.(34)

$$T = \frac{KD}{\mu} t = \frac{10}{0,1} t = 100 t$$

Para $t = 25$ días, la Ec.(35) da

$$u = \frac{x}{2\sqrt{T}} = \frac{x}{2\sqrt{100 \times 25}} = 0,01 x$$

Los valores de u se calculan para varios valores de x , y los correspondientes valores de $f_0(u)$ se toman de la Tabla 1.

Sustituyendo estos valores en la Ec.(36) se obtiene la elevación de la capa de agua transcurridos 25 días, a las distancias del canal seleccionadas (Tab.2, Fig.8A).

TABLA 2. Cálculo de la elevación de la capa de agua del Ejemplo 2

Distancia en metros	u	$f_0(u)$ de la Tabla 1	ascenso de la capa de agua (en metros)
10	0,1	- 0,8875	0,89
20	0,2	- 0,7773	0,78
40	0,4	- 0,5716	0,57
60	0,6	- 0,3961	0,40
80	0,8	- 0,2579	0,26
100	1,0	- 0,1573	0,16

Ejemplo 3

El análisis de la variación del nivel de la capa de agua, debido a la elevación o al descenso rápido del nivel de agua en un canal, permite determinar las propiedades hidráulicas del acuífero. Para este fin, se mide la variación de la capa de agua en una batería de piezómetros situados perpendicularmente al canal. Supóngase que $\mu = 0,1$ y que los piezómetros están localizados a distancias de 10, 20 y 40 m del canal. Para $t < 0$ la capa de agua tiene la misma elevación que el nivel de agua en el canal. Para $t = 0$ el nivel de agua en el canal se elevó a una distancia $\Delta y = 0,5$ m. Las lecturas de la capa de agua, realizadas en diferentes veces, dieron los resultados que figuran en la Tabla 3.

TABLA 3. Elevación de la capa de agua Δh observada en tres piezómetros

Distancia (metros)	Tiempo desde el ascenso (días)				
	t = 0,5	t = 1	t = 2	t = 3	t = 4
10	0,25	0,29	0,32	0,34	0,35
20	0,13	0,19	0,25	0,26	0,27
40	0,035	0,065	0,125	0,165	0,19

De los datos de la Tabla 3 se obtiene

para $x = 10$ metros

$\frac{x}{\sqrt{t}}$	14,2	10	7,1	5,8	5
$\frac{\Delta h}{\Delta y}$	0,50	0,58	0,64	0,68	0,70

para $x = 20$ metros

$\frac{x}{\sqrt{t}}$	28,2	20	14,2	11,6	10
$\frac{\Delta h}{\Delta y}$	0,26	0,38	0,50	0,52	0,58

para $x = 40$ metros

$\frac{x}{\sqrt{t}}$	56,8	40	28,4	23,2	20
$\frac{\Delta h}{\Delta y}$	0,047	0,13	0,25	0,33	0,38

Se representan los valores de $\Delta h/\Delta y$ respecto x/\sqrt{t} en papel logarítmico (curva de datos observados), y seguidamente se prepara una curva patrón representando en el mismo tipo de papel $f_0(u)$ respecto a u . Entonces se superpone la curva de datos observados sobre la curva patrón (Fig.9). Se selecciona como punto de superposición el punto z , cuyas coordenadas en la curva patrón son $u = 0,1$, $f_0(u) = 1,0$, que dan $x/\sqrt{t} = 4$ e $\Delta h/\Delta y = 0,8$.

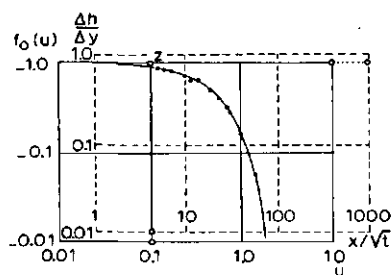


Fig.9. Curva de datos observados $\Delta h/\Delta y$ respecto a x/\sqrt{t} , superpuesta sobre la curva $f_0(u)$ respecto a u .

Sustituyendo estos valores y el valor $\mu = 0,1$ en la Ec.(35) se obtiene:

$$\sqrt{\frac{KD}{\mu}} = \frac{x}{2\sqrt{t}} \frac{1}{u} = \frac{4}{2} \times \frac{1}{0,1} = 20$$

Por tanto, $KD = 400 \times 0,1 = 40 \text{ m}^2/\text{día}$.

Según la Ec.(36a):

$$\frac{\Delta h}{\Delta y} = f_o(u)$$

Si $f_o(u) = -1$, $\Delta h = \Delta y$. Esto ocurre solamente en el límite del canal, donde $x = 0$. Sin embargo, de las coordenadas del punto de superposición, se deduce que para $f_o(u) = -1$, $\Delta h/\Delta y = 0,8$. Esto significa que $\Delta h_o = 0,8 \Delta y = 0,8 \times 0,5 = 0,4$ metros. La diferencia $\Delta y - \Delta h_o = 0,5 - 0,4 = 0,1$ es la pérdida de carga debida al flujo radial, que existe al no cortar el canal totalmente al acuífero.

Según la Ec.(38), la pérdida de agua por un lado del canal, y por metro de longitud, es

$$q_o = KD \frac{\Delta h_o}{\sqrt{\pi}} T^{-\frac{1}{2}} = \frac{\Delta h_o}{\sqrt{\pi}} \times \sqrt{\frac{KD\mu}{t}} = \frac{0,4}{\sqrt{3,14}} \times \sqrt{\frac{40 \times 0,1}{t}}$$

Debe tenerse en cuenta que no se han considerado pérdidas de agua por evapotranspiración, ni suministros de agua adicionales por precipitación. De todas formas, una prueba de campo para evitar los errores debidos a la precipitación o evaporación no duraría más de dos o tres días.

13.3.2 Después de un cambio uniforme del nivel de agua

En el apartado anterior se ha dado una solución para el cálculo del flujo de salida, o entrada, en un acuífero libre, después de un cambio instantáneo del nivel de agua de una zanja o un canal, que penetre el espesor total del acuífero. En este apartado se va a dar una solución para el caso de que el cambio del nivel de agua sea proporcional al tiempo, en otras palabras, que el nivel cambie en una proporción lineal representada por α , es decir:

$$\Delta y = \alpha t \tag{39}$$

por lo que las condiciones iniciales y de límite, para las que debe resolverse la Ec.(33) son:

$$\begin{array}{lll} h = y_o & 0 < x < \infty & t < 0 \\ h = y_o - \alpha t & x = 0 & t > 0 \end{array}$$

Introduciendo de nuevo las variables T y u (Ecs. (34) y (35)) y además:

$$\alpha' = (\mu/KD)\alpha \quad (40)$$

de forma que

$$\Delta y = \alpha t = \alpha (\mu/KD)T = \alpha' T$$

Las condiciones de límite son:

$$h = y_0 - \alpha' T \quad \text{para} \quad x = 0 \quad \text{y} \quad T > 0$$

Entonces la solución es

$$\Delta h = y_0 - h = -\alpha' T f_2(u) \quad \Delta y > 0 \quad (41)$$

$$q_x = \alpha' T^{\frac{1}{2}} KD f_1(u) \quad (42)$$

donde

$$f_1(u) = df_0(u)/du$$

$$f_2(u) = df_1(u)/du$$

Como en la Ec.(36a), esta solución también es válida para una capa de agua ascendente. En ese caso Δy debe tomarse negativo, y en este caso la solución es

$$\Delta h = \alpha' T f_2(u) \quad \Delta y < 0 \quad (41a)$$

Para $x = 0$, $u = 0$ y $f_1(u) = 1,13$, por lo que la Ec.(42) se reduce a:

$$q_0 = 1,13 \alpha' T^{\frac{1}{2}} KD \quad (43)$$

que da el flujo por unidad de longitud, que sale, o entra, por un lado del canal.

Ejemplo 4

Supóngase que en la situación descrita en el Ejemplo 2, el nivel de agua del canal no se eleva instantáneamente en $t = 0$, sino de forma que después de 25 días se alcanza una elevación de 1,00 metros. Suponiendo de nuevo que $KD/\mu = 100$, de la Ec.(39) se halla:

$$\alpha = \Delta y/t = 1/25 = 0,04$$

y de la Ec.(40)

$$\alpha' = \alpha \frac{\mu}{KD} = 0,04 \times \frac{0,1}{10} = 0,0004$$

La elevación de la capa de agua a, por ejemplo, una distancia de 25 metros del canal se halla (Tabla 4) calculando u para varios valores de t, y leyendo los valores correspondientes de $f_2(u)$ en la Tabla 1. Sustituyendo este valor en la Ec.(41) se obtiene la elevación de la capa de agua.

TABLA 4. Elevación de la capa de agua en $x = 25$ m

Tiempo desde t_0 (en días)	$F = 100t$	$u = \frac{25}{2\sqrt{t}}$	$f_2(u)$	$\alpha'F$	Δh
1	100	1,25	- 0,0224	0,04	0,00
5	500	0,56	- 0,2357	0,20	0,05
10	1 000	0,40	- 0,3699	0,40	0,15
15	1 500	0,32	- 0,4589	0,60	0,28
20	2 000	0,28	- 0,5089	0,80	0,41
25	2 500	0,25	- 0,5497	1,00	0,55

Según la Ec.(43), las pérdidas de agua por un lado del canal y por metro lineal son al quinto día las siguientes:

$$q_0 = 1,13 \alpha' T^{\frac{1}{2}} KD = 1,13 \times 0,0004 \sqrt{500} \times 10 = 0,1 \text{ m}^2/\text{día}$$

De una forma análoga a la ilustrada con el Ejemplo 3, pueden calcularse las propiedades hidráulicas del acuífero, superponiendo una curva patrón u respecto $f_2(u)$, sobre una curva de datos observados $\Delta h/\Delta y$ respecto a x/\sqrt{t} .

13.4 Transmisión de ondas

El nivel del agua en una masa de agua libre muestra a veces una variación regular de tipo sinusoidal (por ej. olas de marea). Si una masa de agua libre está en contacto directo con un acuífero de extensión limitada y espesor constante, el movimiento sinusoidal del nivel de agua libre se propagará al acuífero y las lecturas piezométricas acusarán un movimiento similar. Sin embargo:

- la amplitud de los sinusoides disminuirá a medida que aumente la distancia al agua libre (efecto de amortiguación)
- existe un cierto desfase en el registro de los niveles máximo y mínimo (cambio de fase), que aumenta con la distancia a la masa de agua libre.

Es evidente que debe haber una relación entre el efecto de amortiguación y el cambio de fase por un lado, y las características hidráulicas por otro. Por tanto, el análisis de la propagación de ondas permite determinar estas características. Los únicos datos requeridos a este fin, son datos piezométricos del agua libre a varias distancias. Para que el cambio de fase y el efecto de amortiguación puedan determinarse, las observaciones deben cubrir al menos la mitad del ciclo. Preferiblemente, deberían observarse varios ciclos completos, porque el efecto de amortiguación y el cambio de fase pueden ser diferentes para el máximo y el mínimo de la curva, y en este caso deberán utilizarse valores medios.

El movimiento sinusoidal del agua libre puede ser descrito por la siguiente ecuación:

$$y_o = y_m + A \text{ sen } nt \quad (44)$$

donde

y_o = nivel de agua respecto a cierto nivel de referencia (m)

y_m = altura media del nivel de agua respecto al mismo nivel de referencia (m)

A = amplitud de la onda (m)

$n = 2\pi/T$ = frecuencia (radianes/día)

T = tiempo requerido para un ciclo completo (días)

El movimiento sinusoidal reducido de la carga hidráulica en el acuífero, a una distancia x del agua libre y en un tiempo t , puede ser descrita según STEGGEWENTZ (1933) de la forma siguiente:

$$h(x,t) = h_m + A e^{-ax} \text{ sen}(nt - bx) \quad (45)$$

donde

$h(x,t)$ = carga hidráulica en el acuífero a una distancia x para un tiempo t (m)

h_m = carga hidráulica media en el acuífero a una distancia x (m)

bx = cambio de fase (m)

e^{-ax} = factor de reducción de amplitud (sin dimensión)

La reducción de amplitud y el cambio de fase dependen de la distancia x (x se toma igual a cero en los límites del agua libre).

Sustituyendo las cantidades mencionadas anteriormente en la ecuación diferencial que describe el flujo del agua en la zona saturada se obtiene una relación entre las constantes a y b , y las características hidráulicas del acuífero.

13.4.1 Transmisión de ondas en acuíferos freáticos

STEGGEWENTZ (1933) encontró entre a , b , y las características hidráulicas del acuífero freático la relación siguiente:

$$a = b = \left(\frac{\mu n}{2KD} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (46)$$

Deberá tenerse en cuenta que en un acuífero freático, el efecto de amortiguación y el cambio de fase son iguales. Si esto no es así, el acuífero debe ser semi-confinado.

13.4.2 Transmisión de ondas en acuífero semiconfinados

BOSCH (1951), teniendo en cuenta la compresibilidad del agua y del material del acuífero, demostró que para un acuífero semiconfinado con h' constante, eran válidas las siguientes relaciones:

$$a^2 - b^2 = \frac{1}{KDc} \quad (47)$$

$$2ab = \frac{ns}{KD} \quad (48)$$

donde

S = coeficiente de almacenamiento definido por la siguiente expresión:

$$S = \rho g D \left(\frac{\epsilon}{E_w} + \frac{1}{E_s} \right) \quad (49)$$

donde

ρ = densidad del agua

g = aceleración de la gravedad

D = espesor del acuífero

ϵ = porosidad del acuífero

E_w = módulo de elasticidad del agua

E_s = módulo de elasticidad del material del acuífero

Ejemplo 5

En un acuífero semiconfinado existente a lo largo del río Waal (Holanda), en el que influye la marea del mar del Norte, se han medido las fluctuaciones del agua freática, debidas al movimiento de la marea del río. En la Fig.10 se muestran los hidrogramas de algunos piezómetros. En estos diagramas se lee la amplitud, y por comparación de los hidrogramas de los piezómetros con el hidrograma del río, se determina el desfase para cada piezómetro. Para expresar el cambio de fase en radianes, se multiplica el desfase por $2\pi/T$.

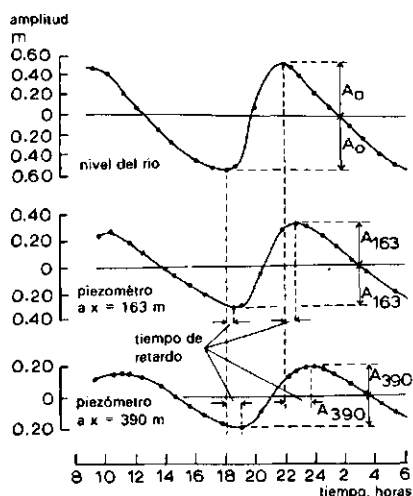


Fig.10. Hidrogramas del río Waal (Holanda), y de una batería de piezómetros, que muestran la transmisión de ondas de marea (DE RIDDER et al., 1962).

Debe tenerse en cuenta que el desfase después de la marea baja es menor que después de la marea alta. Tanto el desfase como la amplitud se utilizan en los cálculos.

De la Ec.(45) se desprende que la amplitud A_0 en $x = 0$, y la amplitud A_x en un valor arbitrario de x se relacionan por

$$A_x = A_0 e^{-ax}$$

$$\frac{A_x}{A_0} = e^{-ax}$$

o bien

$$2,30 \log \left(\frac{A_x}{A_0} \right) = -ax \quad (50)$$

Así se puede hallar el valor de a , como la pendiente de una línea recta, que se obtiene representando A_x/A_0 respecto a x en papel semilogarítmico (A_x/A_0 en la escala logarítmica). Teóricamente, esta línea recta debería pasar por el origen, pero raras veces ocurre así, debido a la influencia de las resistencias de entrada cerca del río. En el ejemplo que se muestra en la Fig.11 la diferencia Δx por ciclo logarítmico de A_x/A_0 , es 800 m. Por tanto, según la Ec.(50):

$$a = \frac{2,30}{800} = 2,87 \times 10^{-3}$$

La variación de fase $\frac{2\pi t}{T}$ se representa respecto a x en papel lineal, obteniéndose una línea recta de la que puede determinarse b . El valor b es la relación entre la variación de fase y una distancia elegida arbitrariamente. En el ejemplo de la Fig.11:

$$b = \frac{0,9}{600} = 1,5 \times 10^{-3}$$

Conocidos a y b , es posible calcular $\lambda = \sqrt{K D c}$ de la Ec.(47):

$$\lambda = \frac{1}{a^2 - b^2} = \frac{1}{(2,87 \times 10^{-3})^2 - (1,5 \times 10^{-3})^2} \approx 410 \text{ m}$$

y calcular S/KD de la Ec.(48)

$$\frac{S}{KD} = \frac{2ab}{n} = \frac{2 \times 2,87 \times 10^{-3} \times 1,5 \times 10^{-3}}{2 \times 3,14/0,5} \approx 0,68 \times 10^{-6} \text{ día/m}^2$$

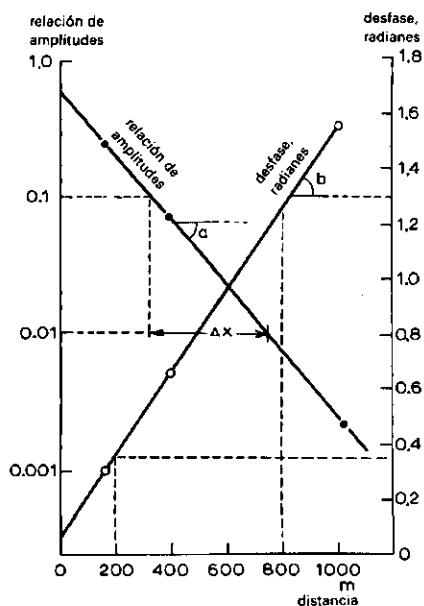


Fig.11. Análisis de los datos de amplitud y cambio de fase (DE RIDDER et al., 1962).

13.5 Pérdidas de agua de acequias hacia una capa freática

13.5.1 Pérdidas de agua hacia una capa freática profunda

Con frecuencia en una acequia de riego, el nivel del agua es alto en comparación con la capa de agua del suelo circundante, por lo que son inevitables ciertas pérdidas de agua. Se considera aquí el caso en que la acequia está situada en un suelo, que tiene una permeabilidad relativamente baja ($0,5 < K < 2$), y que existe una capa de agua profunda (Fig.12). Debe tenerse en cuenta que si la conductividad hidráulica del suelo es muy baja, la capa de agua se elevará hasta que iguale el nivel del agua en la acequia; si la conductividad hidráulica es muy grande, las pérdidas de agua serán tan grandes, que la acequia irá seca.

WEDERNIKOW, según MUSKAT (1937, p.331), demostró que

$$q = \frac{\pi s y}{\cos^{-1} \frac{I}{I_r}} = K(B + 2y \frac{I}{I_r}) \quad (51)$$

donde

q = pérdida de agua por unidad de longitud de acequia ($m^3 m^{-1} día$)

y = altura del nivel del agua en la acequia (m)

B = anchura de la acequia en el nivel del agua (m)

b = anchura de la solera de la acequia (m)

$s = \frac{B - b}{2y}$ = pendiente del talud de la acequia (horizontal/vertical)

K = conductividad hidráulica ($m/día^{-1}$)

I e I' son integrales elípticas completas de primera clase, de módulo k^* y $\sqrt{1 - k^{*2}}$ respectivamente, y

$$k^* = \sin \frac{\pi}{q} \left(\frac{q}{2} - \frac{B}{2} + \frac{b}{2} \right) + \cos \frac{\pi sy}{q} \quad (52)$$

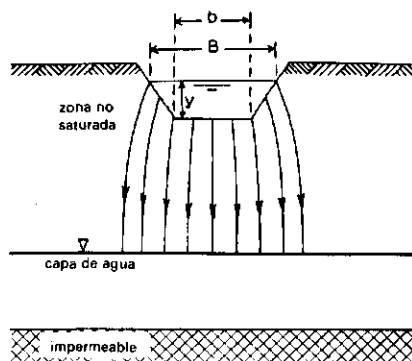


Fig.12. Pérdidas de una acequia hacia una capa de agua profunda.

Se puede obtener una solución de la Ec.(51) utilizando el diagrama de la Fig.13.

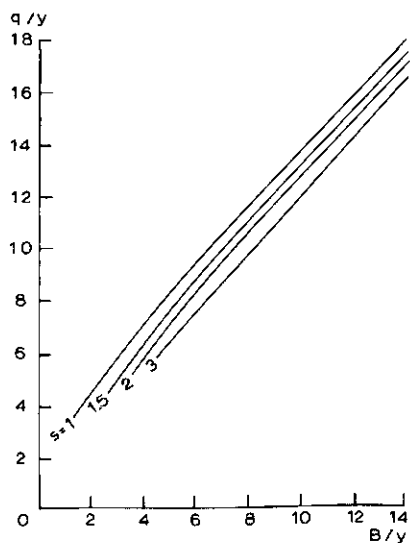


Fig.13. Diagrama para el análisis de las pérdidas de agua de una acequia, hacia una capa freática profunda.

El procedimiento a seguir para la construcción de este diagrama es el siguiente:

- Elegir valores de q/y y calcular k^* para valores dados de s utilizando la Ec.(52)
- Leer los valores de I e I' en una tabla de estas funciones (DWIGHT, 1947)
- Calcular el valor correspondiente de B/y , que para este fin se expresa

$$\frac{B}{y} = \frac{q}{y} - 2 \frac{I}{I'}$$

(téngase en cuenta que $K = 1$ m/día)

- Representar, valores dados de s , q/y respecto a B/y .

Con la Ec.(51) se calculan las pérdidas si se conoce K , o se calcula K si se conoce q .

Ejemplo 6

Una acequia de riego tiene una anchura en la parte superior $B = 4$ m, una anchura de solera $b = 2$ m, una profundidad de agua $y = 1$ m, y está situada en un suelo que tiene una conductividad hidráulica de $0,8$ m/día. ¿Cuál es la pérdida de agua por unidad de longitud de acequia?

Con estos datos se calcula:

$$s = \frac{B - b}{2y} = \frac{4 - 2}{2 \times 1} = 1 \quad \text{y} \quad \frac{B}{y} = 4$$

En el diagrama se halla el valor correspondiente de $q/y = 6,75$. Por tanto, para $K = 1$ m/día, $q = 6,75 \times 1 = 6,75$ m³/día por metro de acequia; para $K = 0,8$ m/día, $q = 0,8 \times 6,75 = 5,40$ m³/día por metro de acequia.

Ejemplo 7

Para mantener el nivel del agua a 1 m por encima de la solera, en una acequia de 10 m de longitud (por tanto $y = 1$ m), se bombea agua a la acequia desde un canal cercano, a través de una tubería que tiene incorporado un contador de agua y una válvula. La anchura superior y de la solera de la acequia, son respectivamente $B = 4$ m y $b = 2$ m. El volumen diario de agua necesario para mantener

el nivel del agua se mide por lecturas del contador de agua, $Q = 33,7 \text{ m}^3$. ¿Cuál es la conductividad hidráulica del suelo?

Para $Q = 33,7 \text{ m}^3/\text{día}$, se deduce que $q_{\text{obs}} = Q/10 = 3,37 \text{ m}^3/\text{día}$ por metro de acequia. Como $B = 4 \text{ m}$ y $b = 2 \text{ m}$, se desprende que $s = 1$, $B/y = 4$, por lo que para $K = 1$, $q/y = 6,75$ o $q = 6,75$. Por tanto

$$K = \frac{q_{\text{obs}}}{6,75} = \frac{3,37}{6,75} = 0,5 \text{ m/día}$$

13.5.2 Pérdidas de agua hacia una capa freática superficial

Considérese una acequia con un nivel de agua superior al de una capa de agua existente en el área circundante (Fig.14), pero que es más superficial que la considerada en la Fig.12.

Para hallar una solución a este problema, MUSKAT (1937) dividió la región de flujo en dos partes I y II (Fig.14).

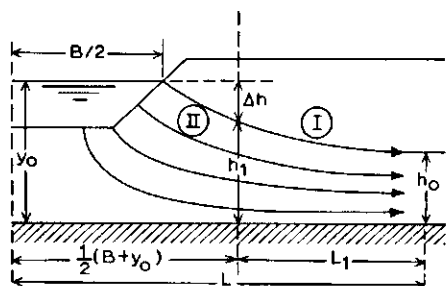


Fig.14. Pérdidas de agua de una acequia hacia una capa de agua superficial.

En la región I consideró que el flujo era horizontal. Por tanto

$$\frac{q}{2} = K \left(\frac{h_1 - h_0}{L_1} \right) \left(\frac{h_1 + h_0}{2} \right) \quad (53)$$

donde $q/2$ es el flujo por unidad de longitud de la acequia y por un lado. En la región II el flujo puede expresarse de la forma siguiente:

$$\frac{q}{2} = K (y_0 - h_1) f \quad (54)$$

donde f es el factor que depende de la geometría del canal y del acuífero.

Eliminando h_1 , que no se conoce, entre las Ecs. (53) y (54), se obtiene

$$\frac{q}{2} = Kf \left[y_0 + fL_1 - \{(y_0 + fL_1)^2 - y_0 + h_0^2\}^{\frac{1}{2}} \right] \quad (55)$$

Para obtener el valor de f , el flujo en la región II se sustituye por el flujo procedente de un origen lineal finito de longitud $B/2$. Para este flujo, la distribución de los potenciales y de las líneas de corriente se obtiene por la siguiente expresión:

$$h + i\Psi = \log (\operatorname{sen} h z + \sqrt{\operatorname{sen} h^2 z - \operatorname{sen} h^2 f})$$

donde

$$z = x + iy$$

h = el potencial

Ψ = la función de corriente (Cap.6, Vol.I)

Eligiendo varios valores de $B/2$ e y_0 , puede calcularse la distribución de potenciales y el patrón de líneas de corriente, y pueden leerse los valores correspondientes de h_1 y f .

Aquí se da el resultado en forma de curvas para valores de f constantes; B/y_0 , h_1/y_0 variables (Fig.15). Se ha hecho una distinción entre secciones transversales de la acequia superficiales ($B/u > 0,9$) y secciones transversales profundas ($B/u < 0,9$). Los diagramas dan una solución completa al problema. Como el flujo en las dos regiones de la Fig.14 debe ser el mismo, se elige cierto valor de h_1 . El procedimiento a seguir es entonces el siguiente:

- calcular B/u y elegir el diagrama adecuado
- elegir un valor de h_1 y calcular h_1/y_0 y B/y_0
- leer en la Fig.15 el valor de f apropiado
- sustituir los valores de h_0 , h_1 , $y_0 f$ y L_1 en las Ecs.(53) y (54) y resolverlas para q
- si se hallan diferentes valores de q , se repite el proceso con un valor de h_1 más ajustado.

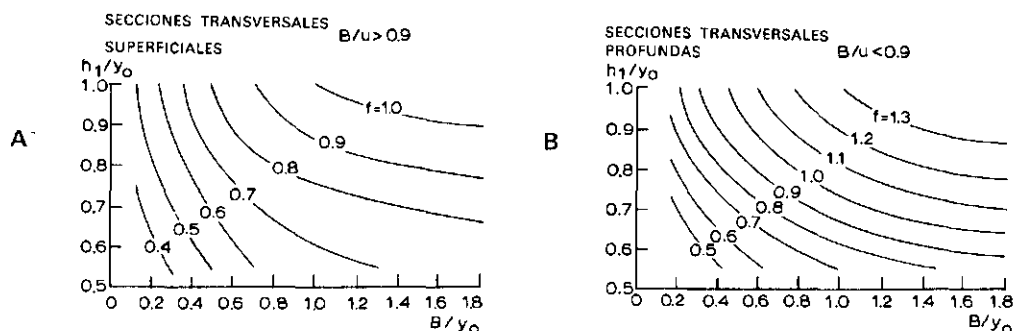


Fig. 15. Diagrama para el análisis de pérdidas de agua de una acequia hacia una capa de agua superficial. A: Secciones transversales superficiales. B: Secciones transversales profundas.

Ejemplo 8

Supóngase una acequia con una anchura $B = 3$ m, una solera de ancho $b = 1$ m, profundidad de agua 1 m, y una capa impermeable a 4 m del fondo de la acequia (por tanto $y_0 = 1 + 4 = 5$ m). A una distancia $L = 54$ m, la altura de la capa de agua h_0 es de 4 m sobre la capa impermeable.

- Calcular el perímetro mojado $u = 1 + 2 \times 1,41 = 3,82$ m. Por tanto:

$$B/u = 3/3,82 = 0,76 \text{ m}$$

$$(B + y_0)/2 = (3 + 5)/2 = 4 \text{ m}$$

$$B/y_0 = 3/5 = 0,6$$

$$L_1 = L - (B + y_0)/2 = 54 - 4 = 50 \text{ m}$$

- Supóngase $h_1 = 4,8$ m. Entonces $h_1/y_0 = 4,8/5 = 0,96$
- Leer en el diagrama de la Fig. 15 ($B/u < 0,9$) $f = 1,08$
- Sustituir f en las Ecs. (53) y (54), con lo que se obtiene:

$$\frac{q}{2} = K \left(\frac{4,8 - 4,0}{5,0} \right) \left(\frac{4,8 + 4,0}{2} \right) = 0,0704 K$$

$$\frac{q}{2} = K(5,0 - 4,8)1,08 = 0,216 K$$

Aparentemente h_1 se ha elegido demasiado bajo, por lo que da un valor de $q/2$ demasiado alto en la Región II. Por tanto eligiendo $h_1 = 4,9$ m, da $h_1/y_0 = 0,98$ y $f = 1,1$. Sustituyendo entonces se obtiene:

$$\frac{q}{2} = 0,0801 \text{ K}$$

$$\frac{q}{2} = 0,11 \text{ K}$$

Aunque se aproximan más, todavía no es satisfactorio el resultado, por lo que debería repetirse el proceso con $h = 4,95 \text{ m}$.

13.6 Bibliografia

- BOSCH, H. 1951. Geohydrologisch onderzoek Bergambacht. Unpublished research report.
- DE RIDDER, N.A., BLOK, T. y COLENBRANDER, H.J. (Ed.) 1962. De waterbehoefte van de Tielerwaard-West. Interimrapport van werkgroep I van de Commissie ter bestudering van de waterbehoefte van de Gelderse landbouwgronden. 135 p.
- DWIGHT, H.B. 1947. Tables of integrals and other mathematical data. III.ed. MacMillan, New York, 288 p.
- EDELMAN, J.H. 1947. Over de berekening van grondwaterstromingen. Thesis Delft.
- JAHNKE, E. y EMDE, F. 1945. Tables of functions. IV.Ed. Dover Publ., New York, 304 p.
- MAZURE, J.P. 1936. Geohydrologische gesteldheid van de Wieringermeer. In: Meded. Zuiderzeewerken 5: 67-131.
- MUSKAT, M. 1937. The flow of homogeneous fluids through porous media. McGraw-Hill Book Comp., New York, 763 p.
- STEGGEWENTZ, J.H. 1933. De invloed van de getijbeweging van zeeën en getijrivieren op de stijghoogte van het grondwater. Thesis Delft, 138 p.
- Sugerencias para lecturas adicionales*
- ARAVIN, V.I. y NUMEROV, S.N. 1965. Theory of fluid in undeformable porous media. Israel Program for Scientific Translations, Jerusalem, 511 p.
- BAER, J., ZASLAVSKY, D. y IRMAY, S. 1968. Physical principles of water percolation and seepage. Arid Zone Research XXIX, UNESCO, Paris, 465 p.
- BOUWER, H. 1969. Theory of seepage from open channels. Adv. Hydro Science, Ed.: Ven te Chow. Acad. Press, New York, 5: 121-173.
- DE RIDDER, N.A. and WIT, K.E. 1967. Seepage flow analysis of a small polder in the SW part of The Netherlands. Journ. Hydrol., 5: 47-57.

- EDELMAN, J.H. 1972. Groundwater hydraulics of extensive aquifers. Int. Inst. Land Recl. and Improvement, Bull. 13. 216 p.
- HARR, M.E. 1962. Groundwater and seepage. McGraw-Hill Book Comp., New York, 315 p.
- POLUBARINOVA-KOCHINA, P.Ya. 1962. Theory of groundwater movement. Princeton Univ. Press., Princeton, 613 p.
- WESSELING, J. 1959. The transmission of tidal waves in elastic artesian aquifers. Neth. Journ. Agr. Science 7: 22-32.

TEORIAS DEL DRENAJE AGRICOLA Y DE LA ESCORRENTIA

14. DRENAJE POR BOMBEO DE POZOS

N. A. DE RIDDER
*Hidrogeólogo
International Institute for
Land Reclamation and Improvement*

Conferenciantes en el Curso de Drenaje Agrícola

J. H. Edelman (1968–1971)
Consulting Engineer

N. A. de Ridder (1972)
International Institute for Land Reclamation and Improvement

14. Drenaje por bombeo de pozos

14.1	Introducción	237
14.2	Ventajas del drenaje con pozos	237
14.3	Desventajas del drenaje con pozos	238
14.4	Capa freática y criterios de descarga	239
14.5	Interferencia de pozos	240
14.5.1	Método de superposición	241
14.5.2	Descenso en pozos que se interfieren en un acuífero libre	242
14.6	Desarrollo de la carga hidráulica durante cortos períodos de bombeo	246
14.7	Pozos de drenaje en acuíferos semiconfinados	251
14.7.1	Pozos artesianos	252
14.7.2	Pozos interceptores	253
14.7.3	Pozos en un acuífero extenso semiconfinado	254
14.8	Bibliografía	259

OBJETIVOS DE ESTE CAPITULO

El drenaje con pozos puede ser considerado como una alternativa para el drenaje por gravedad. Se bosquejan aspectos teóricos y prácticos de este sistema de drenaje.

14.1 Introducción

El método usual de drenar el terreno es mediante drenaje por gravedad, es decir, un sistema de drenes en el campo (zanjas abiertas o drenes enterrados), canales de transporte, y si el agua no puede ser eliminada por gravedad, una estación de bombeo en la salida. Un método alternativo de drenaje es bajar la capa freática bombeando con pozos (Cap.12, Vol.II). Sin embargo, el uso de este método está mucho más restringido por las condiciones hidrogeológicas del área y no puede ser considerado meramente como sustitutivo del drenaje por gravedad.

A diferencia del drenaje por gravedad, que ha sido practicado en varias formas durante centenares de años, la técnica del drenaje con pozos es un logro relativamente reciente, siendo todavía pequeño el número de proyectos en que se ha aplicado este tipo de drenaje. Se encuentran ejemplos notables en California (USA) donde algunos proyectos datan de 1918 (PETERSON, 1957). Otros ejemplos son la Llanura Indostánica en Pakistán Occidental, donde se han instalado sistemas múltiples de pozos para control de la capa freática y salinidad (ANONIMO, 1964), la Estapa del Hambre, Uzbekistan (URSS), donde se abrieron los primeros pozos en 1926 pero no dieron buenos resultados (MICHAELSON, 1967), y la Llanura de Ararat (URSS), donde unas 2000 hectáreas son drenadas con 25 pozos (ANANIAN y otros, 1969).

En este capítulo serán discutidos algunos aspectos del drenaje con pozos; éstos incluyen sus ventajas y desventajas, el problema de la distribución de la carga hidráulica cuando más de un pozo bombea al mismo acuífero, espaciamiento de pozos y criterios de drenaje, distintas condiciones del acuífero y factores limitantes tales como características hidráulicas de los acuíferos y capas que los confinan.

14.2 Ventajas del drenaje con pozos

El drenaje con pozos tiene ciertas ventajas sobre el drenaje por gravedad. Estas son:

- En terreno ondulado con depresiones locales que no tienen salidas naturales, el agua bombeada es generalmente eliminada mediante líneas de tuberías que conectan los distintos pozos. Se evita así un movimiento extensivo de tierras y no es necesario excavar canales profundos a través de divisorias topográficas. Además, sin tales canales y zanjales pueden introducirse operaciones más eficaces en el campo.

- El coste de mantenimiento del sistema de líneas de tubos puede ser considerablemente inferior al de los drenes abiertos y canales de transporte.

- El drenaje con pozos permite hacer bajar la capa freática a una profundidad mucho mayor que en el drenaje por gravedad. Esto significa que una mayor porción del exceso de agua puede ser almacenada antes de ser eliminada, al mismo tiempo que en regiones áridas y semiáridas una capa freática más profunda reduce la salinización del suelo.

- Las capas más profundas, o el sustrato, pueden ser mucho más permeables que las capas próximas a la superficie (Cap.1, Vol.I). El bombeo en estas capas puede reducir la presión artesiana que se presenta frecuentemente, creando un flujo vertical descendente a través de las capas superiores. Si los sustratos permeables se encuentran a una profundidad de 5 m o más, es solamente por drenaje con bombeo como puede obtenerse una mayor ventaja de estas condiciones geohidrológicas favorables.

- Si el agua bombeada del acuífero es de buena calidad puede ser usada para riego. Entonces el agua de drenaje tiene un valor económico y este hecho puede contribuir considerablemente a la viabilidad económica de la empresa.

14.3 Desventajas del drenaje con pozos

El drenaje con pozos tiene también ciertas desventajas cuando se compara con el drenaje por gravedad. Algunas son las siguientes:

- Un pozo bombeado es una estructura de ingeniería más complicada que un dren abierto o una línea de drenes enterrada y es por tanto más difícil y costosa de construir, mantener y operar.

- La energía requerida para operar un sistema de pozos múltiple debe ser adquirida como electricidad o combustible.

- Las regulaciones legales pueden a veces prohibir el uso de pozos de bombeo para el drenaje del terreno; el bombeo de pozos puede reducir la presión de los acuíferos hasta tal punto que pueden secarse los pozos familiares existentes.

- A diferencia del drenaje por gravedad, el drenaje con pozos no es económicamente viable en pequeñas áreas, ya que una gran proporción del agua drenada fuera del área consiste entonces en agua "exterior", es decir, agua subsuperficial que fluye de las áreas circundantes.

- Si durante la estación de crecimiento la capa freática se eleva hasta la superficie del terreno (debido por ejemplo a un fuerte aguacero después del riego) debe bajarse rápidamente ya que la mayoría de los cultivos solamente pueden resistir el encharcamiento durante un tiempo limitado. Esto implica una intensidad de drenaje elevada, es decir, una red de pozos densa. (Desde luego los costes de inversión elevados para instalar una red de pozos de tal densidad, pueden reducirse espaciando más los pozos y bombeando continuamente, pero esto elevará a su vez los costes de operación y mantenimiento.

- El drenaje con pozos sólo puede ser aplicado con éxito si son favorables las características del acuífero, por ejemplo, si la transmisividad del acuífero es bastante alta; sólo entonces pueden los pozos espaciarse bastante. Si el acuífero es semiconfinado (por ejemplo una capa superior de arcilla sobre un acuífero arenoso) un criterio adicional es el valor de la resistencia hidráulica de la capa superior arcillosa. Este valor debe ser lo bastante bajo para asegurar una intensidad de percolación adecuada. De aquí que una decisión en favor del drenaje con pozos sólo debe tomarse después que una cuidadosa investigación hidrogeológica haya demostrado que su empleo es factible.

- El drenaje con pozos puede no ser técnica y económicamente factible en aquellas áreas en que la presión artesisiana en el acuífero que ha de bombearse sea demasiado alta o la filtración excesiva.

14.4 Capa freática y criterios de descarga

Al discutir el drenaje por medio de pozos puede ser útil recordar los criterios de capa freática y de descarga para suelo laborable (véase también Cap. II, Vol. II). Durante la estación de crecimiento lento de los cultivos la capa freática debe mantenerse a una profundidad de al menos 0,50 m por debajo de la superficie del terreno, aunque no se producirán grandes daños si se eleva accidentalmente a mayores niveles y permanece allí durante unos pocos días. En el período de plantación la capa freática debe estar a una profundidad de al menos 0,75 m por debajo de la superficie del terreno. Durante la mayor parte de la estación de crecimiento la capa freática debe ser lo bastante profunda para evitar que se eleve hasta la zona radicular de los cultivos después de un riego o una lluvia. Si no obstante se eleva hasta la zona radicular, debe hacerse descender con una velocidad indicada aproximadamente en la Fig. 1.

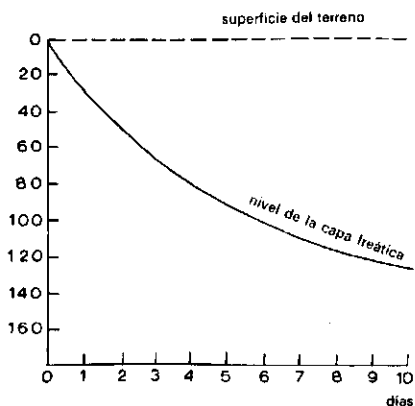


Fig.1. Velocidad de descenso de la capa freática requerida para un drenaje efectivo del terreno.

Considérese un caso hipotético en que la capa freática se ha elevado hasta la superficie del terreno. Si la porosidad efectiva del suelo es del 10 por ciento, deben ser descargados 30 mm de agua durante el primer día para producirse la caída requerida de 0,30 m en la capa freática. En dos días deben eliminarse 50 mm de agua para hacer descender la capa freática a la profundidad requerida de 0,50 m al final del segundo día. Resulta claro que sería necesaria una densa red de pozos para satisfacer estos criterios estrictos.

Una situación mucho más favorable se presenta si después de una intensa precipitación la capa freática no se eleva hasta la superficie del terreno. Considérese el caso en que la capa freática se eleva, por ejemplo, hasta 0,80 m por debajo de la superficie del terreno. Entonces, como muestra la Fig.1, debería hacerse descender aproximadamente 0,23 m dos días después de haber casado la lluvia, correspondiendo a una descarga de 23 mm en dos días. Se precisará una red menos densa de pozos para satisfacer estos criterios. De aquí se deduce que mantener la capa freática a un nivel medio lo bastante profundo para crear suficiente almacenamiento en las capas superiores del suelo, permite un mayor espaciamiento de los pozos.

14.5 Interferencia de pozos

Cuando se bombea un pozo en un acuífero extenso, el flujo a este pozo está en un régimen variable: el descenso (cono de depresión) se ensancha con el tiempo. Se dice que el flujo se aproxima a un régimen permanente sino se observa un descenso adicional apreciable más allá de una cierta distancia del pozo, r_e . A esta distancia se llama radio de influencia del pozo. Si, no obstante, es interceptada una fuente o zona de recarga, el flujo se hace constante tan pronto como se

igualan la recarga y descarga. A menos que los períodos de bombeo continuo sean relativamente cortos y/o el espaciamiento de los pozos en un sistema múltiple sea tan grande que sus zonas individuales de influencia no se solapen, la descarga y el descenso de cada pozo en el sistema estarán afectados por los de los pozos circundantes. A esto se llama interferencia de pozos. Para calcular el descenso inducido bombeando mediante un sistema de pozos múltiple puede aplicarse el método de superposición.

14.5.1 Método de superposición

La ecuación diferencial que describe el flujo bidimensional del agua subsuperficial en el plano x, y es

$$\frac{\delta^2 h}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta y^2} = 0 \quad (1)$$

en que h representa la carga hidráulica. Para las consideraciones presentes es más conveniente escribir de nuevo la ecuación diferencial en términos del descenso s , definido como $s = h_e - h$, en que h_e representa el valor constante de la carga hidráulica cuando el agua está en reposo. Entonces la Ec.(1) puede escribirse

$$\frac{\delta^2 s}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 s}{\delta y^2} = 0 \quad (2)$$

El problema es encontrar una función que satisfaga la Ec.(2) en todos los puntos en una cierta región y que satisfaga también ciertas condiciones en el límite de esta región. La Ec.(2) es lineal porque la variable dependiente aparece en ella con la potencia uno. Es también homogénea porque s aparece en cada término. Para tales ecuaciones diferenciales se aplica el principio de superposición, que establece que una combinación lineal de las soluciones de la ecuación es también una solución. En otras palabras, si s_1 es una solución y s_2 es otra, entonces la combinación lineal

$$s = C_1 s_1 + C_2 s_2$$

es también una solución (C_1 y C_2 son constantes arbitrarias). Algunos ejemplos se darán más adelante.

14.5.2 Descenso en pozos que se interfieren en un acuífero libre

Si N pozos que penetran totalmente bombean un acuífero libre, el descenso en el punto P puede encontrarse como la suma de los descensos debidos al bombeo de los pozos individuales (Fig.2). Si el descenso en el pozo es pequeño comparado con el espesor saturado del acuífero, las suposiciones de Dupuit-Forchheimer pueden ser aplicadas (Cap.6, Vol.I). De aquí que el descenso para las condiciones de flujo en régimen permanente venga dado por

$$h_e^2 - h^2 = \sum_{i=1}^N \frac{Q_i}{\pi K} \ln (r_{e,i}/r_i) \quad (3)$$

en que

Q_i = descarga constante del pozo i ($m^3/día$)

r_i = distancia desde P al pozo i (m)

$r_{e,i}$ = radio de influencia del pozo i (m)

K = conductividad hidráulica del acuífero ($m/día$)

h_e = carga hidráulica no alterada (m)

h = carga hidráulica durante el bombeo (m)

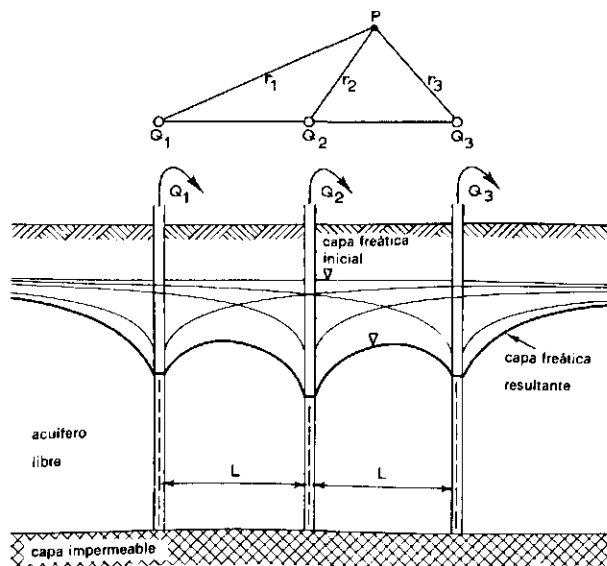


Fig.2. Capas freáticas individual y compuesta para tres pozos de bombeo igualmente espaciados que penetran totalmente en un acuífero libre y están situados en línea recta. No se supone recarga en la superficie del terreno.

Si $Q_i = Q_N = 1/N$ del total extraído (Q) y si todos los pozos tienen el mismo radio de influencia, $r_{e,i} = r_e$, entonces la Ec.(3) se convierte en (BEAR y otros, 1968)

$$h_e^2 - h^2 = \frac{Q}{\pi K} \ln(r_e/\bar{r}) \quad (4)$$

en que

$$\bar{r} = (r_1 r_2 r_3 \dots r_n)^{1/N} = \text{distancia equivalente desde el punto P}$$

Si *dos pozos* que penetran completamente en un acuífero libre, separados una distancia L , descargan simultáneamente en el mismo período de tiempo t , y tienen el mismo diámetro $2r_w$ y descenso s_w , entonces sus descargas Q_1 y Q_2 pueden expresarse por (HANTUSH, 1964)

$$Q_1 = Q_2 = \frac{2\pi K(h_e^2 - h_w^2)}{W(r_w^2\mu/4KDt) + W(L^2\mu/4KDt)} \quad (5)$$

en que

W = función de pozo para flujo variable (Cap.12, Vol.II)

h_w = nivel de agua en el pozo bombeado, en el tiempo t desde que empezó el bombeo (m)

Los otros símbolos tal como se han definido antes.

Análogamente, para *tres pozos* formando un triángulo equilátero con lados L (Fig.3)

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = \frac{2\pi K(h_e^2 - h_w^2)}{W(r_w^2\mu/4KDt) + 2W(L^2\mu/4KDt)} \quad (6)$$

Si el tiempo de bombeo es bastante largo, de forma que $L^2\mu/4KDt < 0,05$, entonces las Ecs.(5) y (6) pueden ser reemplazadas respectivamente por,

$$Q_1 = Q_2 = \frac{\pi K(h_e^2 - h_w^2)}{\ln(2,25KDt/L\mu r_w)} \quad (7)$$

y

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = \frac{\pi K(h_e^2 - h_w^2)}{\ln(R^3/L^2 r_w)} \quad (8)$$

donde

$$R = 1,5(KDt/\mu)^{\frac{1}{2}}$$

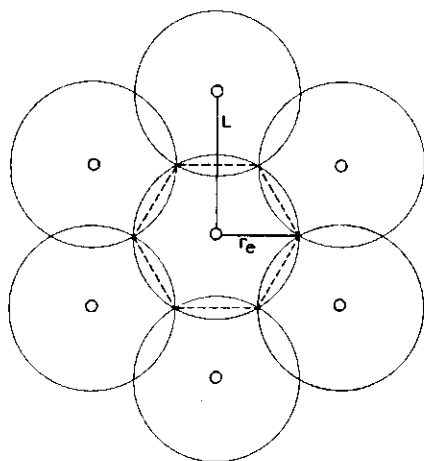


Fig.3. Pozos dispuestos según triángulos equiláteros. Espaciamiento entre pozos $L = r_e \sqrt{3}$.

Si cuatro pozos se sitúan en un cuadrado de lado L (Fig.4), y se satisface la condición $L^2\mu/KDt < 0,05$, la descarga de cada uno de los pozos puede expresarse por

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = \frac{\pi K(h_e^2 - h_w^2)}{\ln(R^4/r_w L^3 \sqrt{2})} \quad (9)$$

Si tres pozos se sitúan a una distancia L a lo largo de una línea recta (Fig. 2) y se satisface la condición $L^2\mu/KDt < 0,05$, la descarga de cada uno de los pozos extremos viene dada por

$$Q_1 = Q_3 = \frac{\pi K(h_e^2 - h_w^2) \ln(L/r_w)}{2 \ln(R/L) \ln(L/r_w) + \ln(L/2r_w) \ln(R/r_w)} \quad (10)$$

y la descarga del pozo intermedio por

$$Q_2 = \frac{\pi K (h_e^2 - h_w^2) \ln (L/2r_w)}{2 \ln (R/L) \ln (L/r_w) + \ln (L/2r_w) \ln (R/r_w)} \quad (11)$$

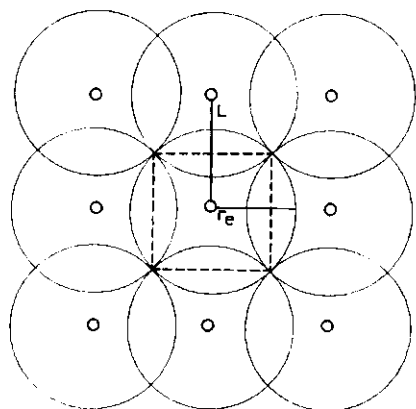


Fig.4. Pozos dispuestos según cuadrados. Espaciamiento entre pozos $L = r_e \sqrt{2}$.

Ejemplo 1

Siete pozos, situados al azar, penetran completamente en un acuífero libre. Cada pozo da 70 l/s y tiene un radio de influencia de 300 m. La conductividad hidráulica del acuífero es $K = 40$ m/día y su espesor saturado $D = h_e = 50$ m. Las distancias desde un punto P a los pozos son $r_1 = 50$ m, $r_2 = 70$ m, $r_3 = 100$ m, $r_4 = 60$ m, $r_5 = 200$ m, $r_6 = 80$ m y $r_7 = 50$ m. ¿Cuál es el descenso de la capa de agua en el punto P si el flujo hacia los pozos ha alcanzado un régimen permanente?

La distancia equivalente desde el punto P es, según la Ec.(4),

$$\bar{r} = (50 \times 70 \times 100 \times 60 \times 200 \times 80 \times 50)^{1/7} = 1/7 \log 168 \times 10^{11} = 77,50 \text{ m}$$

Aplicando la Ec.(4) y sustituyendo, se obtiene:

$$50 - h^2 = \frac{7 \times 6048}{3,14 \times 40} \ln (300/77,50)$$

$$h^2 = 2044,38 \text{ m}^2$$

$$h = 45,20 \text{ m}$$

El efecto total del bombeo se traduce en una caída de la capa freática en el punto P de $50 - 45,20 = 4,80$ m.

Ejemplo 2

Tres pozos penetran totalmente en un acuífero libre cuya transmisividad $KD = 200 \text{ m}^2/\text{día}$. Los pozos están situados sobre una línea recta, separados a una distancia $L = 100 \text{ m}$ (Fig.2). Antes del bombeo, la capa freática horizontal se encuentra a 50 m por encima de la base impermeable del acuífero. La porosidad efectiva del acuífero $\mu=10$ por ciento. Los pozos tienen el mismo radio $r_w=0,25 \text{ m}$. Después de 20 días de bombeo continuo se observa una caída de 3 m de la capa freática en cada pozo. ¿Cuáles son las descargas del pozo intermedio y de los extremos?

Se satisface la condición $L^2\mu/KDt < 0,05$; $(100^2 \times 0,1/2000 \times 20 = 0,025$, de modo que las Ecuaciones (10) y (11) son válidas. $R = 1,5 (2000 \times 20/0,1)^{\frac{1}{2}} = 948,7 \text{ m}$. Aplicando la Ec.(11) y sustituyendo se encuentra la descarga del pozo intermedio

$$Q_2 = \frac{3,14 \times 40(50^2 - 47^2) \ln(100/0,5)}{2 \times \ln(948,7/100) \ln(100/0,25) + (100/0,5) \ln(948,7/0,25)}$$
$$= \frac{193431,5}{70,5} = 2745 \text{ m}^3/\text{día} = 32 \text{ l/s}$$

La descarga de los pozos exteriores se halla partiendo de la Ec.(10)

$$Q_1 = Q_3 = \frac{3,14 \times 40(50^2 - 47^2) \ln(100/0,25)}{2 \times \ln(948,7/100) \ln(100/0,25) + \ln(100/0,5) \ln(948,7/0,25)}$$
$$= \frac{218743,1}{70,5} = 3103 \text{ m}^3/\text{día} = 36 \text{ l/s}$$

14.6 Desarrollo de la carga hidráulica durante cortos períodos de bombeo

Si se bombea un pozo en un acuífero homogéneo e isótropo con la capa freática horizontal, el cono de depresión se ensancha con el tiempo. La carga hidráulica alrededor del pozo se desarrolla según la fórmula de Theis (Cap.12, Vol.II).

Se considera ahora el caso en que haya que instalar un sistema de pozos en tal acuífero y que se bombearán simultáneamente estos pozos aunque solamente durante un corto período. Tal situación puede presentarse en áreas en las que la capa freática media es bastante profunda aunque pueda elevarse incidentalmente (mucho) en la zona radicular debido a lluvias intensas o pérdidas producidas por riegos.

Será necesario entonces bombear durante un cierto período para eliminar el exceso de agua en la zona radicular. Como se indicó antes, la intensidad con la que el agua debe ser eliminada depende, entre otras cosas, de la altura a la que la capa freática se ha elevado en la zona radicular. Si los pozos han de bombearse solamente durante un corto tiempo, surge la cuestión de cual debe ser su espaciamiento si se quiere lograr la velocidad de descenso requerida.

El problema de la distribución de la carga cuando más de un pozo bombea el mismo acuífero durante un cierto período ha sido investigado por MUSKAT (1934, 1937). Estudió el problema para distintas disposiciones de pozos: tres pozos formando un triángulo equilátero, cuatro pozos dispuestos en cuadrado, una batería de pozos formando un círculo, y otros casos más complejos. Encontró que si los pozos no están demasiado espaciados y si bombean simultáneamente de un acuífero homogéneo libre, la carga hidráulica puede expresarse como sigue

$$h = \frac{Q_0}{2\pi KD} \left[\frac{3}{4} + \log (r/r_e) - \frac{1}{2} (r/r_e)^2 - (2KDt/\mu r_e^2) + \right. \\ \left. + 2 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{I_0(\alpha_n \frac{r}{r_e}) e^{-\alpha_n^2 (KDt/\mu r_e^2)}}{\alpha_n^2 I_0^2(\alpha_n)} \right] \quad (12)$$

en que

h = carga hidráulica (m)

Q_0 = descarga constante del pozo desde el tiempo $t = 0$ (m³/día)

KD = transmisividad del acuífero (m²/día)

μ = porosidad efectiva del acuífero (adimensional)

r = distancia radial desde un pozo, o la distancia desde un pozo hasta el centro del grupo de pozos (m)

r_e = radio de influencia de un pozo (m)

I_0 = función de Bessel de orden cero (adimensional)

α_n = valor que se calcula a partir de $I_1(\alpha_n) = 0$, en que I_1 es la función de Bessel de primer orden

α_1 = primera raíz cuadrada positiva

α_2 = segunda raíz cuadrada positiva, etc.

Estudiando el mismo problema, ERNST (1970) dió una representación gráfica de la Ec.(12) y ésto se muestra en la Fig.5. Puede verse en este diagrama que para $\tau = KDt/\mu r_e^2 < 0,1$, la fórmula de Theis para flujo variable es válida, mientras que para $\tau > 0,3$, hay un cono de depresión uniformemente descendente de forma constante. También puede verse que el desarrollo logarítmico del cono sólo ocurre dentro de una distancia relativamente pequeña al pozo bombeado.

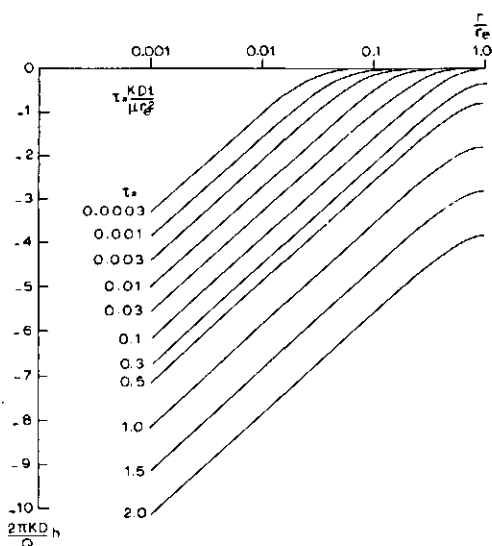


Fig.5. Representación gráfica de la fórmula de MUSKAT (según ERNST 1970).

Para algunos valores específicos de r/r_e , ERNST (1970) mostró también como se comporta la capa freática según la Ec.(12) (véase Fig.6). En este diagrama puede verse que para $r = r_e$ siendo $\tau > 0,3$, la ecuación lineal siguiente es válida con una buena aproximación

$$h(r_e) = \frac{Q_0}{2\pi K D} (1 - 2\tau) \quad (13)$$

Sustituyendo $\tau = KDt/\mu r_e^2$ e introduciendo el descenso s en lugar de la carga hidráulica h , la Ec.(13) puede escribirse como sigue

$$\frac{\pi \mu r_e^2}{Q_0} s = t - \frac{\mu r_e^2}{8 K D} \quad (14)$$

en que

t = tiempo requerido para inducir el descenso deseado (días)

r_e = radio de influencia (m)

s = caída de la capa freática en el tiempo t (m)

Q_o = descarga constante del pozo desde $t = 0$ ($m^3/día$)

KD = transmisividad del acuífero ($m^2/día$).

Obsérvese que para los pozos dispuestos en situación cuadrangular o triangular, sus zonas de influencia circulares se solapan ligeramente (Figs. 3 y 4). Este solape es mayor para pozos dispuestos en forma cuadrangular que para los que forman un triángulo equilátero. El espaciamiento de pozos viene dado respectivamente por, $L = r_e \sqrt{2}$ y $L = r_e \sqrt{3}$.

Ejemplo 3

Un acuífero libre, homogéneo y de gran extensión lateral tiene las siguientes características hidráulicas: $KD = 3000 m^2/día$ y $\mu = 0,10$. Supóngase que una lluvia intensa hace que la capa freática se eleve hasta la superficie del terreno. Entonces, como muestra la Fig.1, deben ser eliminados 50 mm de agua en dos días para producir la caída requerida de 0,50 m en la capa freática. Si se usan pozos, dando cada pozo 100 l/s, ¿cuál deberá ser su espaciamiento en una disposición triangular? La sustitución de los valores supuestos en la Ec.(14) da

$$\frac{3,14 \times 0,1 \times r_e^2}{8640} 0,50 = 2 - \frac{0,1 \times r_e^2}{8 \times 3000}$$

$$r_e = 300 \text{ m y } L = 300 \times 1,73 \approx 520 \text{ m.}$$

Un pozo puede drenar una superficie de

$$\pi r_e^2 = 3,14 \times (300)^2 = 28 \text{ ha}$$

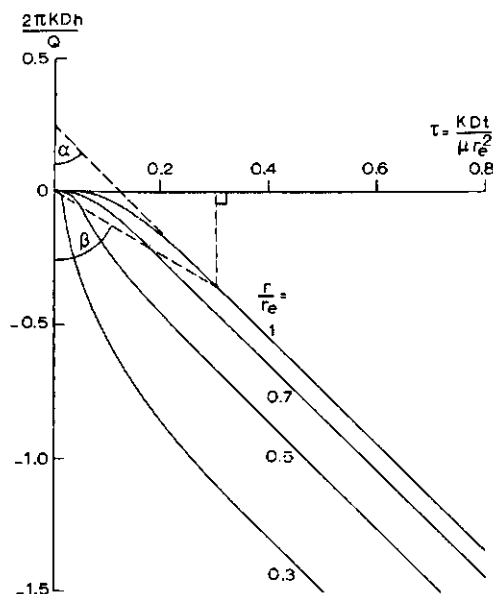


Fig. 6. Comportamiento de la capa de agua según la fórmula de MUSKAT para valores específicos de r/r_e (según ERNST, 1970).

Ejemplo 4

Cuando la lluvia en el ejemplo anterior produce una elevación de la capa freática, por ejemplo a 0,80 m por debajo de la superficie del terreno, entonces, como muestra la Fig. 1, dicha capa deberá hacerse descender aproximadamente 0,23 m en dos días después de haber cesado la lluvia, correspondiendo una descarga de 23 mm/día. ¿Cuál debe ser el espaciamiento de pozos en este caso? Suponiendo que todos los otros valores son los mismos que en el Ejemplo 3, sustituyendo, se obtiene

$$\frac{3,14 \times 0,1 \times r_e^2}{8640} 0,23 = 2 - \frac{0,1 \times r_e^2}{8 \times 3000}$$

$$r_e = 400 \text{ m y } L = 400 \times 1,73 \approx 690 \text{ m}$$

Un pozo puede drenar una superficie de

$$\pi r_e^2 = 3,14 \times (400)^2 = 50 \text{ ha}$$

Los ejemplos anteriores muestran que una capa freática inicial profunda, al suministrar un mayor almacenamiento en las capas superiores del suelo, reduce el caudal de la descarga y permite espaciar más los pozos. La Ecuación (14) puede también emplearse para formular el criterio de descarga para un sistema de pozos si éstos han de inducir una caída en la capa freática Δs en el borde de su zona de influencia ($r = r_e$) durante un período de bombeo Δt . Para este fin se puede escribir de nuevo la Ec. (14) y la descarga de cada pozo satisfará entonces la ecuación siguiente (ERNST, 1970):

$$Q_o > \frac{\pi K D \Delta s}{(K D / \mu r_e^2) \Delta t - 1/8} \quad (15)$$

Debe observarse que las Ecuaciones (13) y (15) no son válidas para pequeños valores de τ . En todo caso, no sería práctico aplicar las fórmulas debido a la relación desfavorable entre la caída inducida en la capa freática en r_e y el volumen del agua bombeada. Incluso para $\tau = 0,3$, esta relación es solamente el 59 por ciento del valor más favorable obtenido para $\tau \rightarrow \infty$ (véase relación $\cotg \beta / \cotg \alpha$ en la Fig. 6). Tampoco se usarán valores muy elevados de τ en la práctica debido a los pequeños valores correspondientes de r_e .

Finalmente, las fórmulas anteriores pueden también ser aplicadas para descargas de pozo variables, en el supuesto de que los períodos de bombeo no sean demasiado cortos (preferiblemente $\tau > 0,3$) y que la descarga sea constante a lo largo de cada período de bombeo.

14.7 Pozos de drenaje en acuíferos semiconfinados

Hasta ahora la discusión se ha referido solamente a drenaje de acuíferos libres. Sin embargo, en muchas zonas agrícolas afectadas por una capa freática elevada, se presentan acuíferos semiconfinados, es decir, un acuífero cubierto por una capa semipermeable y limitado por una capa impermeable en su capa inferior (Fig. 7). La carga hidráulica del agua confinada dentro del acuífero es frecuentemente superior a la carga de la capa freática en la capa superior, produciéndose entonces un flujo ascendente desde el acuífero hacia esa capa.

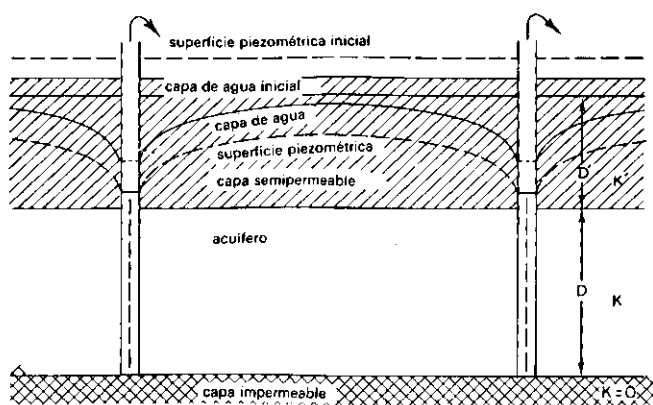


Fig.7. Pozos en un acuífero semiconfinado.

14.7.1 Pozos artesianos

Si el agua en el acuífero mostrado en la Fig.7 está bajo presión artésiana, es decir su carga hidráulica h está muy por encima de la altura de la capa freática, h' , en la capa superior confinante, se produce flujo debido a una filtración ascendente. A veces los pozos son usados para disminuir esta presión artésiana, resultando una reducción de la filtración ascendente. Si estos pozos de descarga, que fluyen libremente, penetran totalmente en el acuífero, puede emplearse la ecuación siguiente para predecir la disminución de la carga hidráulica a cualquier distancia, r , de un pozo.

$$h_2 - h_1 = \frac{Q}{2\pi KD} \ln (r_2/r_1) \quad (16)$$

Si r_e y r_w son respectivamente el radio de influencia y el radio del pozo, y h_e y h_w son respectivamente la carga hidráulica a una distancia r_e y al lado del pozo, la Ec.(16) puede escribirse

$$h_e - h_w = \frac{Q}{2\pi KD} \ln (r_e/r_w) \quad (17)$$

Esta ecuación permite calcular el radio de influencia si pueden ser estimadas con exactitud razonable la descarga del pozo Q , la transmisividad KD y el descenso al lado del pozo $h_e - h_w$.

14.7.2 Pozos interceptores

La superficie piezométrica del agua en un acuífero semiconfinado no está siempre nivelada. En distritos de los polders o áreas a lo largo de los ríos terraplenados, con niveles de agua elevados, la superficie piezométrica puede tener una pendiente que se representará por α . Un pozo surgente instalado en un acuífero artesiano interceptará

$$Q = 2r_e KD\alpha \quad (18)$$

Eliminando r_e en las Ecs. (17) y (18) resulta la ecuación siguiente obtenida por PETERSON (1967)

$$\frac{Q}{KD(h_e - h_w)} = \frac{2}{2,303 \log \left[\frac{1}{2} \left(\frac{Q}{KD(h_e - h_w)} \right) \left(\frac{(h_e - h_w)/r_w}{\alpha} \right) \right]} \quad (19)$$

que puede aplicarse para estimar la descarga en régimen permanente para un pozo que intercepte un acuífero artesiano. La ecuación no puede resolverse explícitamente. PETERSON (1957) la resolvió gráficamente (Fig.8). Partiendo de este diagrama puede hallarse Q si se conocen la pendiente de la superficie piezométrica, α , el descenso al lado del pozo $s = (h_e - h_w)$, el radio del pozo r_w y la transmisividad KD .

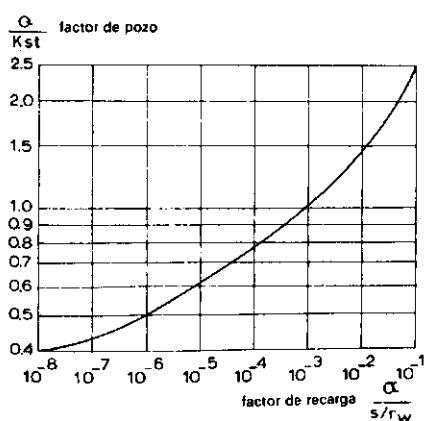


Fig.8. Parámetros de descarga para pozos artesianos con recarga horizontal (según PETERSON, 1957).

14.7.3 Pozos en un acuífero extenso semiconfinado .

La Figura 9 muestra un acuífero semiconfinado recargado con una intensidad R por lluvia que percola o exceso de agua de riego. La recarga en la superficie del suelo hace que la capa freática en la capa superior arcillosa se eleve por encima de la carga en el acuífero subyacente. De aquí que se presente un flujo descendente a través de la capa de arcilla hacia el acuífero. Surge la cuestión de si los pozos de drenaje instalados en el acuífero subyacente pueden ser usados para hacer descender la capa freática en la capa arcillosa superior.

Las características hidráulicas que definen este problema son la resistencia hidráulica de la capa superior, c , la transmisividad del acuífero, KD , y para flujo variable la porosidad efectiva de la capa arcillosa superior, μ , y el coeficiente de almacenamiento del acuífero, S .

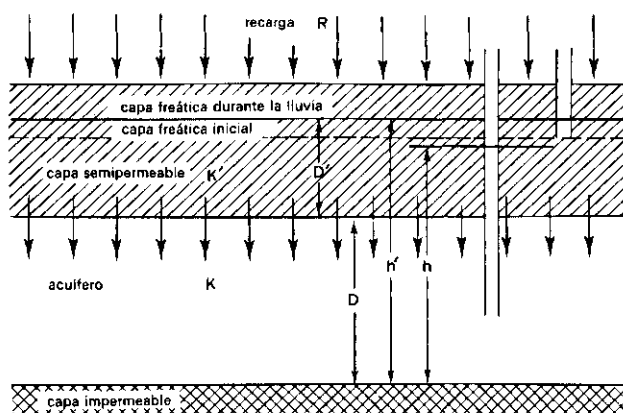


Fig.9. Acuífero semiconfinado recargado uniformemente por lluvia que percola.

Si se supone una recarga constante, R , procedente de la lluvia o del exceso de agua de riego, la velocidad del flujo vertical descendente a través de la capa superior arcillosa hacia el acuífero viene definida por

$$R = v_z = \frac{h' - h}{c} \quad (20)$$

en que

h' = altura de la capa freática (m)

h = carga hidráulica en el acuífero (m)

$c = D'/K'$ = resistencia hidráulica de la parte saturada de la capa arcillosa (días).

En acuíferos semiconfinados son bastante corrientes diferencias de carga del orden de unos pocos centímetros hasta, por ej. 1 ó 1,5 m. Generalmente la capa freática es bastante superficial y no se presenta a una profundidad superior a unos pocos metros por debajo de la superficie del terreno. De aquí que no respondan a la realidad diferencias de carga de muchos metros. Diferencias de carga de unos pocos centímetros, por ejemplo 10, son tan pequeñas que pueden despreciarse. Suponiendo una diferencia de carga de 1 m y tomando dos valores extremos para $R = 1$ mm/día y 10 mm/día, se encuentra por la Ec.(20) que el valor de c varía entre 100 y 1000 días. Un valor dos veces mayor ($c = 2000$ días) requiere una diferencia de carga dos veces más elevada que la que se supuso para mantener la misma intensidad de percolación. Para una percolación de 10 mm/día ésto resultaría en una diferencia de carga de 20 m, lo cual es imposible.

Estos cálculos tentativos muestran claramente que debe concederse particular atención al límite superior de la resistencia hidráulica de las capas arcillosas superiores cuando se considere drenaje con pozos en acuíferos semiconfinados como una alternativa al drenaje por gravedad. Para valores de c mucho mayores de 1000 días, el drenaje con pozos no será una solución adecuada al problema.

Análogamente, la transmisividad, KD , del acuífero, debe tener un valor que sea suficientemente grande para que el drenaje con pozos sea técnica y, en particular, económicamente factible. Si se supone para condiciones de flujo permanente que la velocidad de extracción de un pozo iguala a la recarga por lluvia o agua de riego, se puede entonces escribir

$$Q_o = R A \quad (21)$$

en que $A = \pi r_e^2$ = área drenada por el pozo.

Si los pozos se disponen regularmente (cuadrados, triángulos, hexágonos) y si el flujo hacia los mismos ha alcanzado un régimen permanente, es decir, la descarga del pozo iguala a la percolación R , el descenso viene dado por (véase también Cap.12, Vol.II)

$$h_e - h_w = \frac{Q_o}{2\pi KD} \ln (r/r_e) - \frac{1}{2} \quad (22)$$

con los símbolos como se han definido antes.

Para $r_e/r_w > 100$, y si se admiten errores no mayores del 10 por ciento, esta ecuación puede ser reemplazada por

$$h_e - h_w = \frac{Q_o}{2\pi KD} \ln (r_e/r_w) \quad (23)$$

en que $Q_o = R A$ (Ec.21).

Puesto que la descarga del pozo es un valor fijo, dependiente de la cuantía de la percolación, y el descenso de la capa de agua en el mismo no debe exceder a un cierto valor máximo (para evitar que las velocidades en el filtro sean demasiado altas), puede verse fácilmente por estas ecuaciones que cuanto más baja sea la transmisividad del acuífero, tanto menor será el radio de influencia del pozo, r_e , y por consiguiente tanto menor el espaciamiento entre pozos, L (Figs.3 y 4). Valores de una transmisividad demasiado bajas darán lugar a un espaciamiento de pozos tan pequeño que el drenaje no será económicamente factible.

Las fórmulas discutidas hasta ahora se aplican solamente a pozos que se disponen formando un cuadrado, triángulo o hexágono. No son aplicables a pozos situados en líneas paralelas a una distancia B , en que L sea considerablemente menor que B , siendo L el espaciamiento de los pozos a lo largo de las líneas (Fig.10). En tal situación, si la recarga sobre la superficie del terreno procedente de la lluvia o del agua de riego es uniforme, y si el flujo hacia los pozos ha alcanzado el régimen permanente, la descarga de cada pozo será

$$Q_o = R B L \quad (24)$$

en que Q_o es la extracción de cada pozo.

Puesto que líneas paralelas de pozos muestran una cierta analogía con zanjas paralelas o canales, EDELMAN (1972) derivó una solución aproximada para el descenso al lado de cada pozo. En ambos casos la capa freática desciende a lo largo de una línea que es el eje de la línea de pozos o zanja. De aquí que la línea de pozos pueda ser reemplazada por canales de los que se extrae una cantidad q_o por unidad de longitud, de modo que

$$q_o = R B$$

La altura máxima de la capa freática se presenta en el eje de simetría C-C'. La diferencia en carga hidráulica (es decir, la diferencia entre la elevación máxima de la capa freática a una distancia media entre los canales y el nivel de agua en los mismos, llamada también carga disponible) viene dada por (véase también Cap.6, Vol.I).

$$\Delta h_1 = \frac{RB^2}{8KD} \quad (25)$$

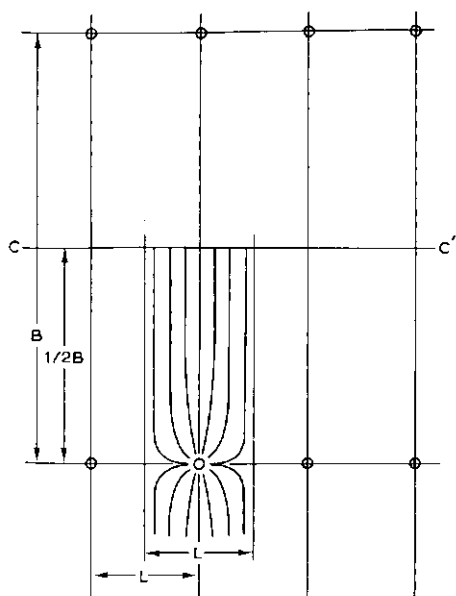


Fig.10. Pozos en líneas paralelas a una distancia B. L es la distancia entre pozos dentro de la línea ($L \ll B$). Según EDELMAN, 1972.

En realidad, la extracción no se hace de los canales o zanjas sino de las líneas paralelas de pozos. Como consecuencia, no es constante la carga hidráulica a mitad de distancia entre las líneas de pozos (en la línea de simetría C - C'). Sin embargo, pueden despreciarse desviaciones con respecto al valor medio de la carga porque se supuso que la distancia B entre líneas es mucho mayor que el espaciamiento de pozos L a lo largo de las líneas. De aquí que pueda ser considerada constante la carga a mitad de la distancia entre las líneas de pozos, h_e . En segundo lugar, la carga hidráulica en un pozo, h_w , es menor que la carga en el canal. Las pérdidas de energía están concentradas en la proximidad del pozo donde el flujo es radial. Para flujo radial la pérdida de carga puede expresarse por

$$h_e - h_w = \Delta h_2 = \frac{Q_o}{2\pi KD} \ln (r_e/r_w) \quad (26)$$

El método de superposición puede aplicarse para encontrar la diferencia entre la carga al lado del pozo y a mitad de la distancia entre las líneas de pozos.

Sumando las Ecs.(25) y (26) resulta

$$h_e - h_w = \frac{RB^2}{8KD} + \frac{Q_o}{2\pi KD} \ln (r_e/r_w) \quad (27)$$

Tomando para r_e un valor tal que la circunferencia de un círculo con radio r_e sea igual a la longitud de la sección a través de la cual el agua fluye hacia el pozo por ambos lados:

$$2\pi r_e = 2L$$

y sustituyendo la descarga del pozo Q_o , en flujo permanente, por RBL , se puede escribir la Ec.(27) del modo siguiente

$$h_e - h_w = \frac{RB^2}{8KD} + \frac{RBL}{2\pi KD} \ln (L/\pi r_w) \quad (28)$$

Como puede verse en esta ecuación, si la descarga de cada pozo permanece constante mientras la velocidad de la recarga es cuatro veces mayor, el espaciamiento de pozos será la mitad de su valor inicial. Si la transmisividad, KD , es cuatro veces menor, el espaciamiento de pozos y la descarga de los mismos, serán ambos una cuarta parte de sus valores iniciales.

14.8 Bibliografia

- ANANIAN, A.K., MKRTCHIAN, S.M., MKHITARIAN, G.M., SIMONIAN, G.A. y KARAPETIAN, S.G. 1969. Research for design of vertical drainage on sodic solonchaks of the Ararat Plain. Int. Symp. on Reclamation of sodic soils. Yerevan (U.S.S.R.), 31 p.
- ANONIMO. 1964. Report on Land and Water Development in the Indus Plain. The White House, Washington. U.S. Gov. Printing Office, 454 p.
- BEAR, J., ZASLAVSKY, D. y IRMAY, S. 1968. Physical principles of water percolation and seepage. Arid Zone Research XXIX, Unesco, Paris, 465 p.
- EDELMAN, J.H. 1972. Groundwater hydraulics of extensive aquifers. Techn.Bull.13, Int. Inst. for Land Recl. and Improvement, Wageningen, 216 p.
- ERNST, L.F. 1970. Drainage van een dik, homogeen doorlatend grondpakket door middel van putten. Nota 575, Inst. for Land and Water Management Res., Wageningen, 7 p.
- HANTUSH, M.S. 1962. Drainage wells in leaky water-table aquifers. Proc. Am. Soc. Civil Engrs. 88, HY 2, 123-137.
- HANTUSH, M.S. 1964. Hydraulics of wells. Advances in Hydrosience I. Acad.Press, New York, 281-432.
- HUISMAN, L. 1972. Groundwater recovery. Macmillan, London, 336 p.
- IRMAY, S. 1960. Calcul du rabattement des nappes aquifères. VI^{es} journées de l'hydraulique. Nancy. La Houille Blanche, I, 7, 61-70.
- JAHNKE, E., EMDE, F. 1945. Tables of functions with formulae and curves. Dover Publ. New York, 304 p.
- MICHAELSON, B.A. 1967. Vertical drainage for improvement of saline land resulting from irrigation. Int. Seminar on Irrig. and vertical drainage. Tashkent, 1967, II, FAO, Rome 245-252.
- MUSKAT, M. 1934. The flow of compressible fluids through porous media and some problems in heat conduction. Physics, 5, 71-94.
- MUSKAT, M. 1937. The flow of homogenous fluids through porous media. McGraw-Hill Book Co., New York, 736 p.
- PETERSON, D.F. 1957. The theory of drainage by pumping from wells. Drainage of Agricultural Lands. Ed.: J.N.LUTHIN. Madison, Wisconsin, 181-215.

TEORIAS DEL DRENAJE AGRICOLA Y DE LA ESCORRENTIA

15. RELACIONES LLUVIA-ESCORRENTIA Y MODELOS PARA EL CALCULO

D. A. KRAIJENHOFF VAN DE LEUR
Catedrático
Department of Hydraulics
University of Agriculture, Wageningen

Conferenciantes en el Curso de Drenaje Agrícola

D. A. Kraijenhoff van de Leur (1962–1972)
University of Agriculture

15. Relaciones lluvia-escorrentía y modelos para el cálculo

15.1	Introducción	263
15.2	La cuenca del drenaje	266
15.2.1	El suelo	267
15.2.2	Superficie de la cuenca	268
15.2.3	Pendiente de la cuenca	269
15.2.4	La configuración del sistema de evacuación	274
15.3	Métodos de estudio en hidrología	277
15.3.1	El sistema hidrológico	277
15.3.2	Método físico	277
15.3.3	Método empírico	279
15.3.4	Métodos estadísticos	281
15.3.5	El análisis de sistemas lineales	283
15.3.6	Síntesis del modelo o simulación	285
15.4	Precipitación y precipitación efectiva, determinación de las pérdidas	290
15.4.1	Métodos para el estudio de la infiltración	291
15.4.2	Análisis por correlación coaxial gráfica	296
15.4.3	Método del número de curva	300
15.4.4	Comparación entre el método por correlación coaxial gráfica y el del número de curva	304
15.5	Método del hidrograma unitario	305
15.5.1	Principios	305
15.5.2	Obtención de la avenida que definirá el proyecto con la ayuda del hidrograma unitario	311
15.5.3	Métodos matemáticos de análisis lineal de sistemas aplicados al método del hidrograma unitario	314
15.6	Síntesis de modelos	319
15.6.1	Método del depósito de agua	320
15.6.2	Método de traslación (método racional)	326
15.6.3	El método combinado	329
15.7	Trabajos hechos sobre el tema en Holanda	331
15.7.1	El modelo de Edelman	333
15.7.2	El modelo de Kraijenhoff	337
15.7.3	El modelo de De Zeeuw	338
15.8	Bibliografía	340

OBJETIVOS DE ESTE CAPITULO

Se da una introducción a la hidrología de cuencas. Se discuten la estimación del volumen de escorrentía, el hidrograma unitario y la síntesis de modelos para la escorrentía directa y el flujo base, como un "problema de sistemas".

15.1 Introducción

Corresponde al ingeniero especialista en drenaje eliminar el exceso de agua que pueda causar perjuicio. Por ello estará interesado en conocer la procedencia y las magnitudes de las descargas a las que deberá hacer frente al diseñar alcantarillados, puentes, embalses de retención, redes de drenaje para áreas encharcadas o al recuperar llanuras inundables. En consecuencia, deberá conocer los principios que gobiernan el flujo superficial y subsuperficial de agua hasta alcanzar los canales de salida, así como los principios, magnitudes y fluctuaciones del caudal del río, factores que en conjunto definen el proceso de escorrentía. Se entiende por escorrentía el flujo de agua por los cauces superficiales de agua de la corteza terrestre. Tiene su origen en la precipitación de la humedad atmosférica que, a su vez, es mayormente evaporada de los océanos y llevada sobre los continentes, como una parte de la circulación general de las masas de aire. Hablando en términos generales, la escorrentía corresponde al remanente de precipitación que drena del suelo una vez que se han satisfecho las necesidades de evaporación. Para períodos largos, el volumen total de escorrentía será, claro está, igual a la precipitación menos de evaporación. Sin embargo, para períodos más cortos de tiempo, la relación lluvia-escorrentía vendrá además regida por un gran número de almacenajes intermedios de diferente naturaleza e inherentes a las

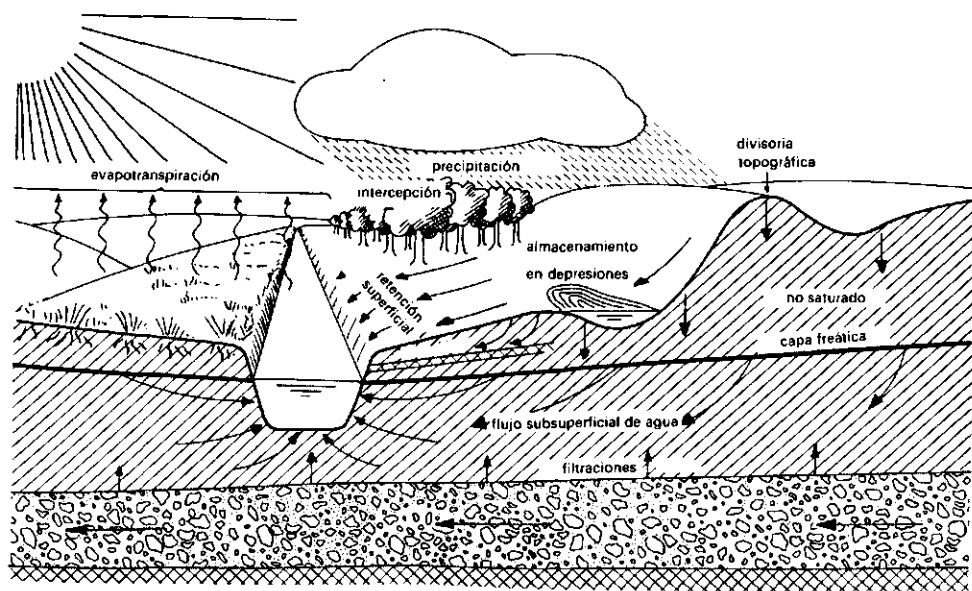


Fig.1. El ciclo hidrológico.

condiciones locales específicas, relacionadas con los factores cubierta vegetal, suelo, geología y topografía.

Parte de la lluvia quedará temporalmente almacenada en la cubierta vegetal; este agua interceptada, con el tiempo, se evaporará o llegará al suelo deslizándose por los tallos de las plantas. La lluvia que llegue al suelo puede infiltrarse en él y, parte de ella, satisfará el déficit de humedad del suelo y posteriormente se perderá por transpiración o evaporación directa. El exceso de humedad del suelo percolará hasta la capa de agua y la hará ascender; este agua se descargará en forma de flujo subsuperficial en el sistema de canales. Cuando la lluvia excede a la capacidad de infiltración del suelo (máxima capacidad de infiltración posible en un momento dado), el exceso de lluvia llenará las depresiones y los agujeros superficiales y, posteriormente, se infiltrará o se evaporará una vez que haya cesado la lluvia. Cuando las depresiones comienzan a rebosarse, se produce un flujo superficial de agua y, entonces, el agua llega hasta el sistema de canales siguiendo pequeños arroyos y riachuelos. El volumen de agua que alcanza de esta forma la red de evacuación, recibe el nombre de retención superficial; se trata de un nuevo embalse de retención. El próximo y último almacenamiento se produce en el sistema de canales de evacuación que empieza a constituirse con la llegada de los primeros volúmenes de agua superficial. De aquí se sigue que existen principalmente dos recorridos del agua desde la superficie del suelo hasta los arroyos de evacuación; uno por la superficie y el otro a través de la capa de agua del suelo. Sin embargo, es de esperar la existencia de circuitos más cortos. Una vez que el agua haya penetrado en el suelo, puede moverse sobre una capa superficial de baja permeabilidad y ser obligada a salir de nuevo a la superficie en un punto más bajo de la pendiente, constituyéndose otra vez en flujo superficial de agua. A este movimiento de agua se le denomina *escorrentía hipodérmica*. Por otro lado, el agua que se mueve por la superficie también puede alcanzar la capa de agua del suelo si, en su recorrido, llega hasta una zona de mayor capacidad de infiltración donde, por tanto, se infiltra en el suelo.

Este agua superficial se convierte en *escorrentía superficial* cuando llega hasta el sistema de evacuación y es transportada hasta la salida de la cuenca de drenaje. La *escorrentía superficial* junto con la *hipodérmica* constituye la *escorrentía directa*, que a través de la cuenca de drenaje va rápidamente hasta la salida. Esta *escorrentía directa* es la principal causante de las avenidas.

La descarga de agua desde la capa freática hasta el sistema de evacuación, debida a una cantidad adicional aportada por el agua que se infiltra procedente de la lluvia o de la fusión de la nieve, se produce de una forma relativamente lenta. Constituye la escorrentía subterránea o flujo base y su contribución en la mayoría de las avenidas es pequeña, aunque en muchas áreas representa el mayor porcentaje del volumen anual de escorrentía y es la única fuente del aporte de agua a los cauces durante prolongados períodos secos. En áreas con suelos profundos y altamente permeables, puede que el movimiento superficial de agua no se produzca nunca, ni después de chubascos de intensidad máxima. En estos casos, las avenidas estarán exclusivamente producidas por el flujo subsuperficial de agua y algo de escorrentía hipodérmica que pudiera tener lugar sobre estratos menos permeables situados a lo largo del sistema de evacuación.

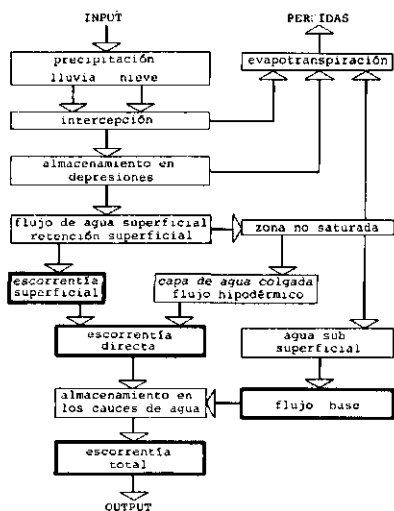


Fig.2. Diagrama del ciclo hidrológico.

Los hidrogramas representando tales avenidas presentarán, en consecuencia, una apariencia bastante suave y el caudal punta, expresado en pulgadas o milímetros por unidad de superficie, será menor y de mayor duración que en aquellas avenidas en las que la escorrentía superficial contribuye de una manera importante. En regiones muy permeables, la relación entre descarga y precipitación menos evapotranspiración viene mayormente regida por el grado con que la capa freática aporta agua al sistema de evacuación.

15.2 La cuenca del drenaje

La cuenca del drenaje (también llamada área de drenaje, cuenca hidrológica, cuenca colectora) comprende toda el área drenada por una corriente de agua de tal forma que todo el caudal procedente de área se descargue a través de una única salida. La divisoria topográfica, o línea de la cuenca colectora que encierra a la cuenca de drenaje, indica el área en la que el flujo superficial de agua irá hacia el sistema de drenaje y, por último, se convertirá en escorrentía superficial en la salida. Como no siempre coincide la divisoria de la capa freática con la divisoria topográfica, el flujo subsuperficial de agua puede no acomodarse a los límites del drenaje superficial y, por ello, se podrán presentar filtraciones a través de esos límites (Fig.3).

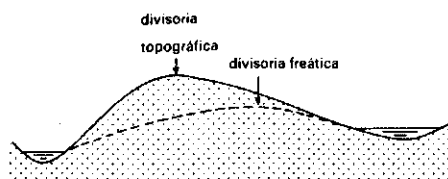


Fig.3. Divisorias topográfica y freática.

En áreas donde la roca sea casi exclusivamente caliza, podría esperarse la presencia de regiones kársticas, en la que existen canales subterráneos que cruzan libremente las divisorias topográficas. En tales circunstancias, sólo un muy intenso estudio puede determinar las áreas que contribuyen al caudal evacuado por un cierto punto de salida. La cuenca de drenaje, con todas sus características específicas, puede considerarse como un agente intermedio que transforma la lluvia sobre la cuenca en escorrentía en el punto de salida. Por ello, si en dos cuencas de drenaje las condiciones climáticas son similares, sus características determinarán su "caligrafía", expresada por medio de un gráfico continuo representando la escorrentía en el punto de salida; a este gráfico se le denomina hidrograma de descarga (Fig.4).

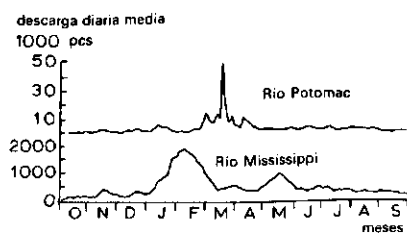


Fig.4. Hidrogramas del río Potomac de Maryland (USA) y del Mississippi en Memphis, Tennessee (USA). LINSEY y otros, 1949.

A continuación se detallan algunas de estas características.

15.2.1 El suelo

Para la infiltración el suelo más favorable es el profundo y permeable. Esto significa que la precipitación menos la evapotranspiración recargará la capa de agua. Este almacenamiento tiene un efecto suavizante sobre el flujo máximo y mínimo y, por tanto, el hidrograma de descarga presentará una apariencia bastante lenta en reacción. El otro extremo es una superficie rocosa y desnuda, en la que prácticamente toda la lluvia se transforma en flujo superficial de agua y no ofrece al agua casi ninguna oportunidad de almacenarse. En este caso, el hidrograma de descarga mostrará picos muy definidos unidos a períodos prolongados de descargas muy bajas o, incluso, sin ninguna descarga (arroyos intermitentes). Entre estos extremos, pueden presentarse muchas situaciones intermedias, tales como las correspondientes a suelos poco profundos con o sin diferentes tipos de cubierta vegetal.

La vegetación, y la capa de humus subyacente, protegen a la estructura abierta del suelo frente al chapoteo y el enfangado debido a las gotas de lluvia, hecho que normalmente afecta a la capacidad de infiltración de un suelo desnudo. El cultivo de las tierras agrícolas afecta fuertemente a las condiciones para la escorrentía; en los suelos recientemente arados, el flujo superficial de agua puede llegar a ser nulo, mientras que las operaciones de recogida de los productos cultivados puede dejar al suelo desnudo y con una capa superficial compactada. En estas áreas, la escorrentía superficial variará considerablemente con la estación del año. Además, la actividad biológica en el suelo también varía estacionalmente, repercutiendo esta variación sobre la estructura y porosidad del suelo. El suelo, como factor que condiciona la escorrentía, puede además estar afectado por las heladas, el contenido de humedad y por los coloides hinchables del suelo.

Resumiendo: el papel que el suelo juega como factor intermedio en la relación precipitación - escorrentía viene determinado por factores estacionales (vegetación, cultivo y actividad biológica), por factores que son en parte estacionales y en parte incidentales (evaporación y heladas en el suelo) y, finalmente, por factores que principalmente son incidentales (precipitación anterior y temperatura).

15.2.2 Superficie de la cuenca

El tamaño de la cuenca afecta a las características de la escorrentía ya que:

- Siendo todos los demás factores iguales (incluyendo la cantidad e intensidad de la lluvia), dos cuencas, independientemente de su tamaño, producirán el mismo volumen total de escorrentía expresada en pulgadas o milímetros por unidad de superficie. Sin embargo, cuanto mayor sea la cuenca mayor será el tiempo necesario para que la escorrentía total pase por la salida; por ello, el tiempo base de cualquier hidrograma aumentará conforme aumenta la superficie de la cuenca. Sin embargo, el caudal punta (expresado en pulgadas o milímetros por unidad de superficie) disminuirá al aumentar el tamaño de la cuenca.

- Antes se ha supuesto que la cantidad de lluvia era la misma para una cuenca pequeña que para otra grande. Sin embargo, es probable que dicha cantidad media de lluvia, para una frecuencia dada, disminuya al aumentar la superficie de la cuenca. Esto es debido a que la superficie afectada por chubascos de alta intensidad es limitada. En consecuencia, las tormentas con el mismo período de ocurrencia darán lugar a caudales punta, expresados en milímetros o pulgadas por unidad de superficie, menores para cuencas grandes que para las pequeñas.

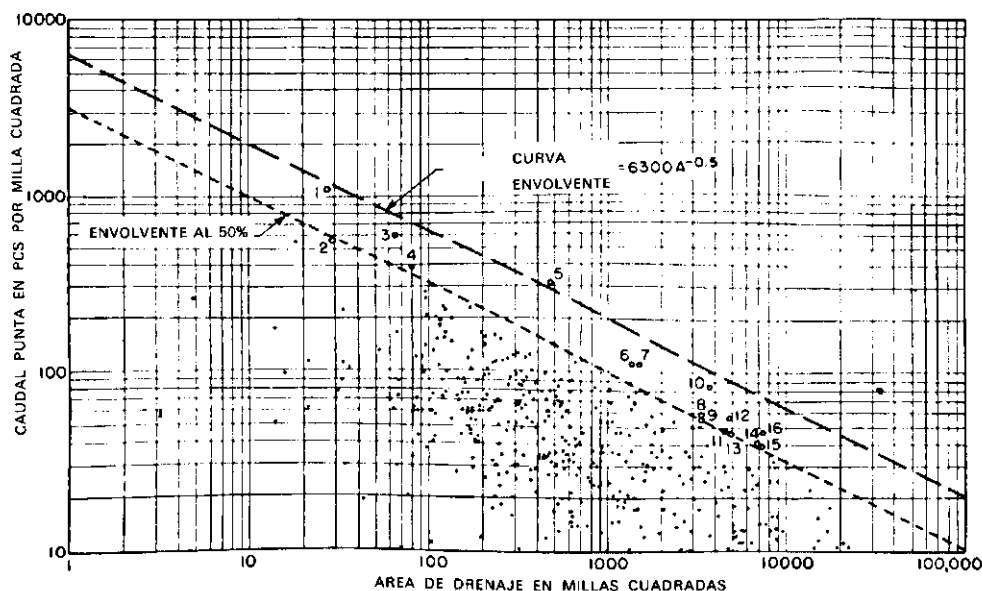


Fig.5. Curva envolvente de las avenidas extremas en las áreas de drenaje del Atlántico Sur y del Este del Golfo de México (LINSLEY y otros, 1949).

La relación aproximada es tal que la curva envolvente de los caudales punta varía inversamente con la raíz cuadrada del tamaño del área de drenaje, siempre y cuando los demás factores sean iguales (Fig.5). Tal relación es un instrumento útil ya que posibilita un conocimiento aproximado de las relaciones de escorrentía en una cuenca de drenaje de la que no existen datos, por comparación con otra de tipo similar y en la que se dispone de datos de lluvia y de escorrentía.

15.2.3 Pendiente de la cuenca

En una cuenca de drenaje se puede distinguir dos tipos de pendiente:

- pendiente superficial
- pendiente de los cauces de evacuación.

Pendiente superficial

Influye sobre la velocidad del flujo superficial de agua y, por ello, puede tener importancia en pequeñas cuencas, donde el tiempo empleado por el flujo superficial de agua, es una parte importante del tiempo total necesitado por el agua hasta llegar a la salida. Sin embargo, la pendiente superficial no es el único factor que determina el tiempo empleado por el agua en su recorrido; el tipo de vegetación o la dirección en que el agricultor ara la tierra puede ser más importante que la pendiente superficial medida en un mapa topográfico. Además, el cultivo en fajas y el laboreo según las curvas de nivel se emplean en mayor escala cuanto mayor es la pendiente superficial. Por ello, conforme el área de la cuenca aumenta, normalmente también lo hace el número de cauces existentes en ella por los que circulan corrientes de agua intermitentes y continuas; esto significa que disminuye la importancia relativa de la pendiente superficial con respecto al tiempo total empleado por el agua en su recorrido. Debido a la rápida formación de corrientes de agua efímeras, no existe una división clara hasta la estación de aforo en la salida entre flujo superficial y flujo por los cauces de agua.

Pendiente de los cauces de evacuación

Siendo los demás factores iguales, cuanto mayor sea la pendiente de los cauces de agua mayor será la velocidad del agua en el mismo y, por tanto, menor será el tiempo empleado por el volumen total de escorrentía para llegar hasta la

salida, y mayor será el caudal punta del hidrograma de descarga de la cuenca. En otras palabras, el almacenamiento en los cauces será pequeño (de acuerdo con la pendiente), y ésto causará un retraso y una atenuación menor de la "onda" de la precipitación que se mueve hacia la salida. La pendiente del cauce se obtiene representando las alturas respecto de un nivel de referencia, en función de la distancia horizontal, a lo largo del cauce principal. Si el perfil del curso de agua es curvado, la pendiente uniforme equivalente se encuentra trazando una línea que empezando en el extremo inferior del perfil deje las mismas áreas por debajo de la recta que por debajo del perfil (Fig.6).

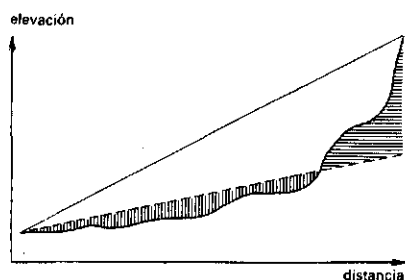


Fig.6. Determinación de la pendiente equivalente uniforme.

En siete cuencas agrícolas pequeñas, de tamaño comprendido entre 1,25 y 112 acres, se encontró que el factor $\frac{L}{\sqrt{s}}$ determinaba el tiempo de concentración

$$T_c = a \left(\frac{L}{\sqrt{s}} \right)^n$$

donde

a y n son constantes

L = longitud del recorrido

s = pendiente del cauce de agua

T_c = tiempo de concentración,

que se define como el período de tiempo requerido para que una partícula de agua cayendo en el punto más alejado de la cuenca llegue hasta el punto de salida de la misma. Todas estas cuencas sobre las que se realizó el estudio correspondían a una misma granja de Tennessee y en todas había el mismo cultivo (Fig.7).

El tiempo empleado por el frente de la avenida no será, generalmente, igual a la relación entre la longitud del cauce y la velocidad con que dicho frente avanza. Esto se puede comprender considerando el movimiento de traslación de una

onda monoclinal por un canal en el que ya se produce una descarga inicial Q_1 . Esta onda progresa de una manera uniforme (Fig.8) y recorre el canal a una velocidad constante igual a v_w . Un observador que corriera a lo largo del canal con una velocidad v_w vería a la onda como si fuera estable y teniendo una descarga constante por delante igual a $Q_o = (v_w - v_1) A_1$ (A = área de la sección transversal mojada) y dejando atrás una descarga uniforme igual a la anterior $Q_o = (v_w - v_2) A_2$ (Fig.8).

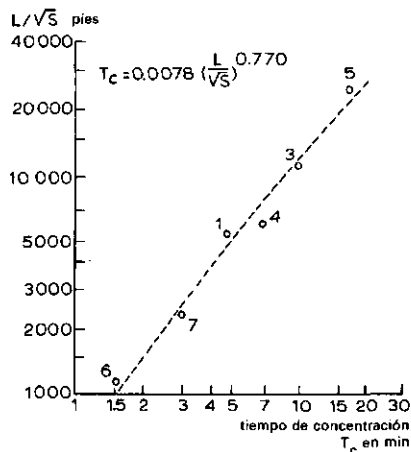


Fig.7. Relación entre el tiempo de concentración T_c y las características de la cuenca (KIRPICH, 1940).

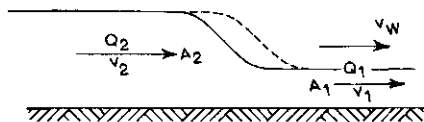


Fig.8. Propagación de una onda monoclinal.

Igualando ambas expresiones

$$(v_w - v_2) A_2 = (v_w - v_1) A_1$$

y despejando v_w se obtiene

$$v_w = \frac{v_2 A_2 - v_1 A_1}{A_2 - A_1} = \frac{Q_2 - Q_1}{A_2 - A_1}$$

donde

v_w = velocidad de propagación de la onda

A = área de la sección transversal mojada.

La ley de SEDDON sobre la velocidad de un frente de avenida es

$$c = v_w = \frac{dQ}{dA} \quad (1)$$

Para secciones de canales normales, en las que la velocidad aumenta al aumentar la sección transversal mojada, la curva representando la relación entre Q y la sección transversal mojada A es generalmente cóncava hacia arriba (Fig.9).

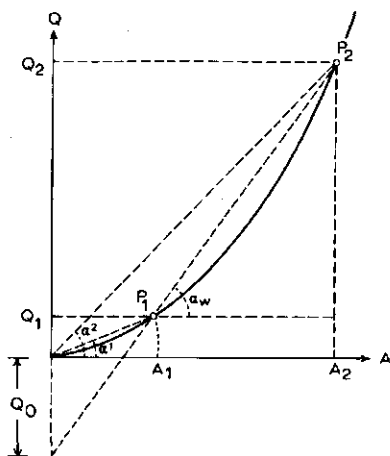


Fig.9. Una curva de caudales.

La figura muestra que la velocidad de la onda v_w debe ser mayor que la máxima velocidad del flujo de agua v_2 , debido al caudal inicial Q_1

$$v_w = \operatorname{tg} \alpha_w > v_2 = \operatorname{tg} \alpha_2$$

En un ancho canal rectangular

$$\bar{v} = C y^{\frac{1}{2}} s^{\frac{1}{2}}$$

$$A = B y$$

por lo que

$$Q = C B y^{3/2} s^{1/2}$$

y

$$c = \frac{dQ}{dA} = \frac{1}{B} \frac{dQ}{dy} = \frac{3}{2} C y^{1/2} s^{1/2} = \frac{3}{2} \bar{v}$$

donde

\bar{v} = velocidad media del agua del frente de la onda

c = velocidad de la onda

C = coeficiente de Chézy

y = profundidad del agua en el canal

s = pendiente del canal

B = ancho del canal

De modo semejante, se puede demostrar que para un sección transversal triangular

$$c = \frac{5}{4} \bar{v}$$

El tiempo empleado por la onda monoclinal en recorrer la distancia L es

$$t = \frac{L}{v_w} = \frac{L(A_2 - A_1)}{Q_2 - Q_1} = \frac{\Delta S}{\Delta Q} \quad (2)$$

donde

S = almacenamiento.

Por lo tanto, el tiempo de recorrido es igual a la relación entre el incremento de almacenamiento en el canal y el incremento de descarga por el mismo. Al descender el agua por el canal principal, las avenidas procedentes de los diferentes brazos que vierten sus aguas a él en las áreas situadas aguas arriba de la cuenca de drenaje, se unirán con las avenidas aportadas por otros tributarios y la resultante de todas estas aportaciones definirá el hidrograma de escorrentía en el punto de salida. Obviamente, este caso normal se desviará mucho de la imagen simplificada correspondiente a la onda que avanza de una manera uniforme, más arriba citada. Sin embargo, se pueden mantener las nociones generales sobre el flujo de agua en el interior del cauce; es decir, el flujo inicial produce una velocidad de la onda de avenida superior a la máxima velocidad del frente de la avenida y el tiempo empleado en recorrer una cierta distancia está relacionado con la relación entre el almacenamiento y la descarga. Existen indicaciones, que en el diseño de sistemas cerrados (el tipo más frecuentemente empleado en el

drenaje urbano de tormentas), se considera el tiempo como crítico; para áreas llanas es el tiempo requerido para llenar el almacenamiento del sistema y, para áreas en pendiente, el tiempo empleado por la avenida en recorrer el sistema colector. Para tales períodos críticos de lluvia se empleará el sistema racional (ver Apt.6). Parece recomendable no usar el término "tiempo de concentración" cuando una onda de avenida sobrepasa al flujo inicial; en este caso, parece más significativo emplear el término "tiempo de recorrido". Cuando se emplea este último término para todo el proceso de transformación de una "onda" debida a la lluvia en una avenida en la salida de la cuenca, los términos "retraso de la cuenca", "tiempo de recorrido" y "tiempo medio de retraso" tienen un significado bastante semejante. Aunque no todo el mundo emplee la misma definición, la tendencia general actual es llamar retraso de la cuenca al tiempo comprendido desde el centro del gráfico que representa el exceso de lluvia y el centro del área del gráfico indicando la escorrentía directa resultante (Fig.10).

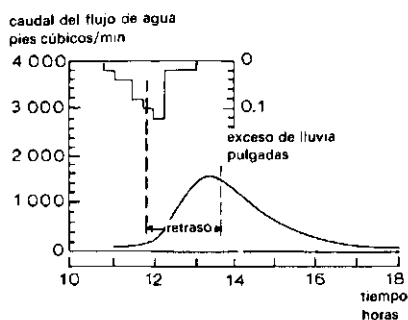


Fig.10. Retraso de la cuenca.

15.2.4 La configuración del sistema de evacuación

Se pueden distinguir las siguientes características:

- almacenamiento en los cauces
- densidad de la red de evacuación
- disposición de los cauces
- estado de los cauces.

Almacenamiento en los cauces de agua

Entre dos cauces con la misma pendiente, el de mayor sección transversal tiene mayor capacidad de almacenamiento, por unidad de longitud. Es doble el efecto general del almacenamiento de las avenidas: retraso y atenuación (da uniformidad

al flujo). Para ilustrar ésto, se considerará un embalse de retención (Fig.11).

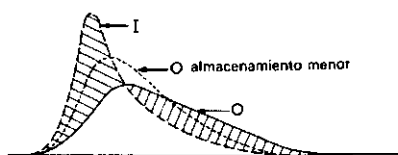


Fig.11. Entrada de agua, I, y salida de la misma, O, en un embalse de retención.

En la figura, I representa el hidrograma de entrada de agua en el embalse y O el de salida del mismo. Conforme aumenta el flujo de entrada, tanto la cantidad almacenada como el flujo de salida aumentan, aunque ésta última depende de la capacidad de almacenamiento en el embalse. La máxima capacidad de almacenamiento viene representada por el área rayada situada a la izquierda del punto de corte de las dos curvas trazadas. También en ese punto el caudal de salida de agua debe alcanzar su máximo. En el período posterior, disminuye la cantidad almacenada en los cauces y el caudal de salida será superior al de entrada. La figura muestra que tanto el tiempo de respuesta como el grado de atenuación aumentarán con la capacidad de almacenamiento. Aunque el almacenamiento en un cauce difiere en sus efectos sobre la corriente de un embalse de retención, también producirá retraso y, normalmente, también da lugar a una atenuación (Fig.12).

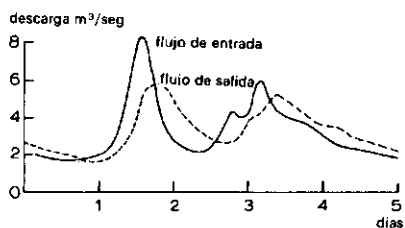


Fig.12. Gráficos de entrada y salida en un tramo de un cauce de agua.

Densidad de la red de evacuación

Se pueden distinguir los siguientes tipos de corrientes de agua:

- corrientes efímeras, que sólo llevan agua de escorrentía superficial; no son cauces bien definidos pero van por pequeñas depresiones de la superficie natural del suelo;
- corrientes intermitentes, que dejan de llevar agua cuando la capa de agua del suelo desciende por debajo del fondo del cauce;

- corrientes continuas que siempre llevan agua.

En cuencas de drenaje con pendientes relativamente fuertes, una mayor densidad de la red de evacuación significará una menor longitud y un menor tiempo del flujo superficial de agua; el tiempo de respuesta será menor y el caudal punta mayor. En áreas relativamente llanas, por el contrario, una red más densa significa mayor almacenamiento, lo cual contrarrestará el efecto anteriormente citado de más rapidez en la concentración del agua en el sistema de evacuación.

Disposición de los cauces

Un área en forma de abanico, con los cauces de agua convergiendo más o menos en un punto común, sugiere la posibilidad de una sincronización en los caudales puntas procedentes de las correspondientes subáreas; sin embargo, un área alargada atravesada por un cauce principal con tributarios repartidos más o menos uniformemente, sugiere la posibilidad de un más lento y menos pronunciado ascenso y recesión. Se debe considerar este punto en relación con el estado del cauce.

Estado de los cauces

Cuando un afluente sinuoso, bloqueado por el desarrollo de la maleza, es rectificado y limpiado, disminuirá considerablemente la resistencia total al flujo de agua y las avenidas pasarán por él a mayor velocidad y con menor atenuación, debido a una disminución del almacenamiento en la llanura de inundación (Fig. 13).

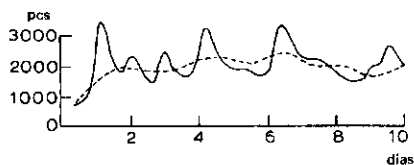


Fig. 13. Hidrograma real después de la instalación del drenaje (línea continua) e hidrograma calculado anteriormente a la instalación del mismo (línea discontinua). O'KELLY, 1955.

Si éste afluente atraviesa la parte inferior de la cuenca de drenaje y se une al cauce principal junto al punto de desagüe de la cuenca, esta mejora introducida afectará favorablemente sobre los caudales punta ya que su propia avenida pasará por el punto de salida antes de que las procedentes de las áreas situadas aguas arriba hayan llegado. Por otro lado, trabajos de mejora realizados en las áreas situadas aguas arriba en la cuenca de drenaje, pueden dar lugar a grandes daños

en el área situada aguas abajo, debido a una congestión de las avenidas en las zonas más bajas. Obviamente, el trabajo de mejora debe hacerse siempre empezando desde abajo. Si la mejora de la red de evacuación lleva también consigo un descenso de la capa de agua en un área inicialmente inundada, el efecto total puede ser una disminución de los caudales punta. Esto vendrá producido por un incremento de la capacidad de almacenamiento y del tiempo de respuesta de la zona no saturada. Tal incremento de la capacidad de almacenamiento puede, incluso, llegar a eliminar toda la escorrentía directa.

15.3 Métodos de estudio en hidrología

15.3.1 El sistema hidrológico

La descripción general precedente, de las diferentes características de un sistema de drenaje, iba dirigida a dar un conocimiento básico de los diferentes elementos que dirigen el proceso de escorrentía que transforma la precipitación en descarga a través del punto de desagüe del área. La impresión que así se ha obtenido es de naturaleza principalmente cualitativa y ahora se procederá a expresar la relación entre precipitación y escorrentía en términos más cuantitativos. En otras palabras, se deberá analizar el "sistema de drenaje" e intentar determinar el funcionamiento del sistema que convierte los inputs tales como la radiación solar y precipitación en outputs tales como pérdidas por evaporación y flujo de agua por el punto de salida de la cuenca. La Figura 14, tomada de DOOGÉ (en prensa), ilustra las fuentes de información disponibles sobre cómo funciona el sistema.

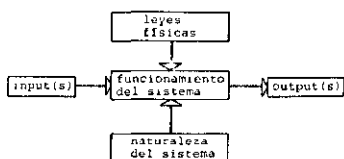


Fig.14. Diagrama de DOOGÉ sobre métodos de estudio.

15.3.2 Método físico

En la vertical del diagrama de la Fig.14 se representa la información física disponible sobre la naturaleza y estructura del sistema, así como sobre las leyes que rigen su comportamiento. Si esta información fuese completa, podría usarse para construir un modelo matemático que expresase la transformación de los inputs

en los outputs. Puede ilustrarse ésto por medio del siguiente ejemplo, extremadamente sencillo, de un sistema de almacenamiento y drenaje:

Sea un cilindro vertical de diámetro D, que drena por un capilar de longitud L y diámetro d. Según la ley de Poisseuille

$$Q = \frac{g}{\nu} \frac{\pi}{128} d^2 \frac{\Delta h}{L} \quad (3)$$

donde

Q = caudal de descarga

g = aceleración de la gravedad

Δh = altura de la columna de agua que equilibra la pérdida de carga que tiene lugar en el capilar

ν = viscosidad cinemática.

La altura de la columna de agua Δh puede expresarse en función de la cantidad de agua almacenada S y del diámetro D

$$\Delta h = \frac{4S}{\pi D^2} \quad (4)$$

Combinando las Ecs.(3) y (4), se obtiene

$$S = kQ \quad (5)$$

donde

$$k = \frac{\nu 32 LD^2}{gd^4}$$

siendo k el tiempo característico para este sistema.

Sustituyendo la Ec.(5) en la ecuación de continuidad,

$$P = Q + \frac{dS}{dt} \quad (6)$$

donde P indica la cantidad de precipitación que se debe descargar, se obtiene el modelo matemático que indica cómo funciona el sistema

$$P = Q + k \frac{dQ}{dt} \quad (7)$$

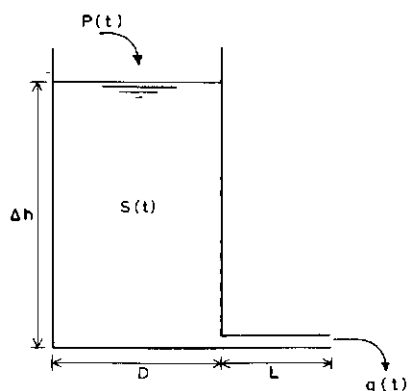


Fig. 15. Depósito de comportamiento lineal.

En este modelo matemático, las características físicas del sistema determinan el valor del parámetro k . Se encuentra que no solamente el método físico expuesto a lo largo de la vertical del diagrama de DOOGE pone de manifiesto cómo funciona el sistema sino que, también, el modelo matemático derivado de él sería aplicable a cualquier otro sistema análogo. Sin embargo, en hidrología esta situación ideal nunca se presenta "ya que por un lado es imposible determinar las leyes físicas o demasiado complejas para aplicarlas y, por otra parte, la geometría del sistema es demasiado compleja o la falta de homogeneidad demasiado grande..." (DOOGE, en prensa). Es por ésto que el método físico no llevará por sí mismo hasta la solución completa. Sin embargo, una apropiada investigación física puede posibilitar el producir un modelo estructuralmente bueno, y dar ideas sobre dónde buscar las características físicas que determinan los parámetros del modelo.

15.3.3 Método empírico

La información empírica (línea horizontal de la Fig.14), sobre el modo de funcionar el sistema, puede obtenerse midiendo las series de inputs y las correspondientes series de outputs. Los métodos de que se dispone para el análisis de estos datos de inputs y outputs se incluyen generalmente entre los métodos estadísticos o entre los de hidrología paramétrica, que comprenden el análisis del sistema y la síntesis del modelo. Antes de estudiar estos dos grupos de métodos, se deberá dar más información sobre los tipos de sistemas a estudiar.

La primera distinción a hacer es entre sistemas estáticos y dinámicos. Estrictamente hablando, se debería hacer la distinción entre estado estático y dinámico

de un sistema. Una viga doblándose bajo el peso de una carga alcanza su estado estático casi inmediatamente. El valor de la variable resultante, la flexión, está totalmente determinada por el correspondiente y simultáneo input, que es el peso sobre ella. Un sistema estático "no tiene memoria". Sin embargo, un sistema dinámico, como el del ejemplo del Apt.3.2, tiene memoria. En este sistema existe un almacenamiento temporal que corresponde a inputs llegados a él anteriormente. Estos inputs también influyen sobre el estado actual del sistema y, por ello, influyen sobre los valores de los outputs.

Además, se habla de sistemas considerados en conjunto, que se diferencian de los sistemas distribuidos, en los que se agrupan los inputs por un lado y los outputs por otro. Aunque el movimiento de la precipitación efectiva, que con el tiempo se transforma en escorrentía a través del desagüe del área, es un proceso complicado y que varía espacialmente, el efecto global es el de una transformación de unos outputs y, por tanto, el modo como funciona el sistema puede ser considerado como una operación global. Los inputs y outputs del tipo de precipitación, agua procedente de la nieve, evaporación, etc., no sólo varían en el tiempo sino también en el espacio. Sin embargo, uno puede sentirse justificado "englobando" tales variables y hablar de la precipitación y de la evaporación de la cuenca hidrológica. En realidad estas variables englobadas son índices o medias ponderadas de las verdaderas variables hidrológicas, no uniformemente distribuidas. Los inputs uniformemente repartidos no causan ningún problema para su englobamiento. Incluso se pueden expresar con un índice distribuciones no uniformes, es decir, se pueden agrupar, si están caracterizadas por una distribución superficial más o menos estable (efecto orográfico).

Por supuesto, este englobamiento de variables dejaría de servir en cuanto existieran cambios en el tipo de distribución proporcional, ya que éstos influirían mucho sobre la forma como funciona el sistema y sobre los otros inputs y outputs de interés. Esta limitación implica que el estudio englobado de las relaciones inputs-outputs es sólo aplicable a sistemas hidrológicos relativamente pequeños.

En muchos casos, es posible subdividir un sistema distribuido en subsistemas lo suficientemente pequeños como para que se puedan medir los inputs y outputs y, de esta forma, en cada subsistema se podrá emplear un método empírico.

15.3.4 Métodos estadísticos

Con el fin de describir cómo funciona el sistema, se pueden emplear para estudios de correlación, gráficos o analíticos, las series de datos tomados sobre los inputs y outputs y las correspondientes series de datos sobre el tiempo en que se producen los outputs. En el Apt.4.2, se presenta un análisis de correlación gráfica en el que se describe la precipitación efectiva o escorrentía que en una cuenca se producirá a causa de una tormenta de cierta duración y cierto volumen total de agua; estos datos se relacionan con ciertas condiciones de humedad de la cuenca determinadas por las lluvias procedentes y por los efectos debidos a la estación del año. Un ejemplo de correlación analítica es la predicción de la cantidad de flujo de agua en primavera procedente de la fusión de la nieve. En este caso, se pueden emplear inputs tales como precipitación del último otoño, precipitación durante el invierno, temperaturas de los meses precedentes, etc. En un método puramente empírico, se puede elegir una combinación de las variables input para trabajar en cualquier modelo de correlación; el único criterio a seguir será el encontrar el mejor ajuste posible entre los outputs calculados y los medidos. En ausencia total de información física, los mejores métodos estadísticos pueden dar indicaciones falsas sobre las variables input más importantes así como sobre la estructura del sistema. Esto es debido a errores en los outputs medidos y a errores en los outputs calculados producidos por el empleo de unos valores imprecisos de los inputs. Con el tiempo, un estadístico elaborará un modelo de correlación que dará una relación input-output de los datos disponibles lo suficientemente buena. El hidrólogo, una vez que se ha conseguido este modelo de correlación, intentará sacar conclusiones referentes a la estructura del modelo en relación con la del sistema. El quisiera aplicar estas conclusiones a otros sistemas hidrológicos semejantes para, así, evitar la necesidad de comenzar de nuevo la misma labor de toma de datos. ANDERSON (1966) hace una advertencia que parece ser la correcta: A menos que el modelo de correlación esté basado en unos datos completos y precisos y/o en un modelo físico, "tales conclusiones están condenadas a ser absurdas".

La mayoría de los sistemas hidrológicos son esencialmente dinámicos y, por tanto, la memoria de un sistema dinámico es una razón para la auto-correlación a existir en la variable output en cuestión. Por ejemplo, la correlación entre la salida de agua de un lago (o de una cuenca) en un día y la que tuvo lugar el día anterior puede ser tan estrecha que oculte la correlación del flujo de salida de agua con otras variables: éstas podrían ser la entrada de agua por medio de un

río o subsuperficialmente, la precipitación y la evaporación. Las correcciones para la auto-correlación, con el fin de conocer la influencia de las otras variables, pueden ser correctas si están basadas sobre la verdadera relación entre capacidad de almacenamiento y la salida de agua del lago. Si ésto no se conoce, como en el caso de un método puramente empírico, se debe elegir el intervalo de estudio de tal forma que el efecto del arrastre de un período en el siguiente sea despreciable en comparación con otras cantidades definidas en estos períodos. Esto significa que o bien el efecto de memoria sería pequeño en relación con el intervalo elegido (expresado en forma de tiempo característico, ver k en el Apt.3.2), o que el efecto de almacenamiento del output sería el mismo al comienzo y al final del intervalo estudiado. Generalmente, se elige esta última solución al estudiar la correlación entre las cantidades de evaporación y las de precipitación, radiación, etc.; por ello, se emplean los llamados años hidrológicos (entre el primero de Noviembre y el 31 de Octubre del año siguiente), donde se supone que la variación de humedad y de las condiciones de la capa de agua en años consecutivos son despreciables en comparación con otras cantidades anuales importantes.

Obviamente, para tales intervalos de larga duración, el agrupamiento del sistema y de sus variables es mucho menos restringido que para variaciones en plazos cortos de tiempo, que son las que se presentan en los estudios normales de lluvia-escorrentia. Resumiendo, se puede establecer que los modelos de correlación son efectivos para describir el modo como funcionan los sistemas esencialmente estáticos. Sin embargo, se plantean dificultades grandes en cuanto se ha de tener en cuenta el carácter dinámico de un sistema hidrológico. Para una evaluación correcta de un modelo de correlación totalmente empírico, es necesario comprender que el modelo sólo puede describir cómo funciona el sistema en cuanto a transformación de inputs en outputs se refiere. Por tanto, no se puede esperar que el modelo facilite información definitiva sobre la estructura del sistema. En términos de análisis de sistemas (Apt.3.5), el sistema permanece como una "caja negra" ¹ que sólo se abriría si se conociesen su estructura y las leyes físicas que la rigen.

Parece apropiada terminar esta breve discusión sobre el papel de la estadística en la hidrología, con una cita sacada de "Facts from Figures" (MORONEY, 1956), que dice: "... nunca los métodos estadísticos son más que una máquina de embutidos que en el análisis de correlación. Siempre es mucho más difícil de tratar el problema de interpretación que el de las manipulaciones estadísticas, y por ello,

¹ "black box": se desconoce por completo el sistema

no existe sustituto en relación con un conocimiento detallado y práctico de cada uno de los aspectos del problema. El estadístico puede ayudar al especialista que trabaja en el campo; nunca lo puede reemplazar."

15.3.5 El análisis de sistemas lineales

Bajo el nombre de análisis de sistemas lineales, se han introducido en hidrología, junto con los métodos estadísticos, otros instrumentos para recoger los resultados de los métodos empíricos. La palabra "lineal" indica que se supone que el principio de superposición es aplicable al modo como funciona el sistema: si un input $x_1(t)$ hace que el sistema produzca un output $y_1(t)$ un input $x_2(t)$ conduce a un output $y_2(t)$, entonces un sistema lineal convierte un input $x_1(t) + x_2(t)$ en un output que es $y_1(t) + y_2(t)$. En consecuencia, si $x_2(t) = a x_1(t)$, $y_2(t)$ será igual a $ay_1(t)$ (ver Fig.16).

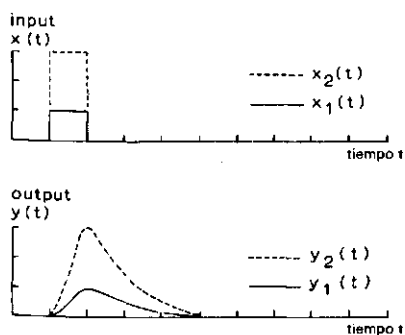


Fig.16. Un sistema lineal. Si el input $x_1(t)$ induce al sistema a producir un output $y_1(t)$, el input $x_2(t) = ax_1(t)$ dará lugar al output $y_2(t) = ay_1(t)$.

Para un sistema lineal, que también es invariable con el tiempo, el output correspondiente a un cierto input es siempre el mismo, independientemente del momento que tenga lugar el proceso.

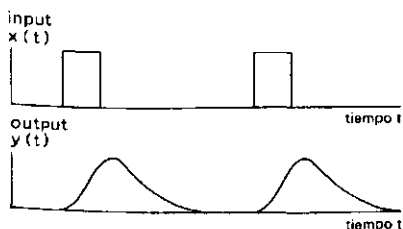


Fig.17. Sistema invariable con el tiempo.

Cualquier input puede ser considerado como si estuviera compuesto de un cierto número de elementos unitarios. Si se conoce la respuesta característica, invariable con el tiempo correspondiente al elemento unitario, se podrá encontrar el output empleando el método de superposición.

Al reconocer que tal respuesta característica venía dada por el concepto de hidrograma unitario (SHERMAN, ver Apt.5), se introdujo en hidrología una impresionante cantidad de aplicaciones de las matemáticas lineales.

En la Tabla 1 se presentan los tres tipos de problemas a atacar por medio del análisis de sistemas lineales (DOOGE, en prensa).

TABLA 1. Tipos de problemas a resolver con el análisis de sistemas lineales

	Tipo de problema	Input	Sistema	Output
Análisis	predicción	conocido	conocido	?
	identificación	conocido	?	conocido
	detección	?	conocido	conocido

En hidrología, el fin último del análisis de sistemas es la predicción de la descarga de una cuenca, bien con fines de pronóstico (proyectos en relación con avenidas) o bien para reconstruir el hidrograma de descarga por el punto de desagüe en períodos en que sólo se dispone de datos de lluvia. Estos hidrogramas reconstruidos pueden ser utilizados en estudios de frecuencias. Sin embargo, para predecir se debe también conocer cómo funciona el sistema; por ello, el problema real a resolver es el de la identificación; este problema consiste en encontrar la respuesta característica en base a unos registros hechos sobre inputs y sus correspondientes outputs. En el Apt.5 se mostrará que el método del hidrograma unitario sigue esta línea de identificación y posterior predicción.

El tercer tipo de problema posible en análisis de sistemas es, conocida la respuesta característica de un sistema, detectar el input que ha dado lugar a un cierto output cuyo valor se ha medido. Si se conoce la descarga de una cuenca, así como la respuesta característica, se podrá encontrar el input que en este caso es la cantidad y la distribución en el tiempo del exceso de lluvia que da lugar a la descarga. Otro problema más general de detección es la evaluación de los datos medidos. Las medidas llevan consigo errores sistemáticos y aleatorios,

debido al procedimiento empleado para medir. Este procedimiento de medida puede ser considerado como un sistema en el que los datos medidos son los outputs (conocidos) y los verdaderos valores de las variables físicas son los inputs (desconocidos). Por ejemplo, un hidrograma representando el nivel del agua en un pozo, obtenido por medio de un registrador, da una imagen más o menos distorsionada de las verdaderas variaciones del nivel del agua (input); ésto es debido no solamente al efecto de almacenamiento de agua en el pozo sino también al rozamiento y a otras imperfecciones del mecanismo que en conjunto definen cómo trabaja el sistema. (Por supuesto, en este ejemplo el sistema puede no ser lineal.)

Una característica esencial del análisis de sistemas es que también va dirigido a la relación conjunta input-output de un cierto sistema lineal invariable con el tiempo. Como no se pone atención sobre la estructura o sobre las leyes físicas que lo gobiernan, también recibe el nombre de análisis lineal de una "caja negra". Hasta ahora este tipo de análisis está limitado a sistemas considerados en conjunto, para distinguirlos de los distribuídos, y a inputs agrupados y outputs agrupados. Desgraciadamente, en hidrología no se presenta ni una linealidad ni una invariabilidad con el tiempo, hablando estrictamente. Sin embargo, muchos sistemas hidrológicos se pueden aproximar mucho por medio de sistemas lineales e invariantes con el tiempo, para una variación de las variables dentro de ciertos límites y para ciertos períodos de tiempo. Considerando estas limitaciones, se podrán emplear las poderosas técnicas del análisis lineal para obtener información de cómo se comporta el sistema bajo condiciones normales y extremas. Al aplicarlas a los subsistemas, proporcionarán una visión de la estructura del sistema total y de la relativa importancia de los subsistemas que lo componen. El alcance limitado de esta discusión no permite profundizar más en estas técnicas lineales. DOOGE (en prensa), presenta un amplio tratamiento del tema.

15.3.6 Síntesis del modelo o simulación

Parece apropiado comenzar esta discusión con unas pocas palabras sobre el contexto en que aquí se emplean las palabras "sistema" y "modelo". Aparte de las diferentes definiciones de "sistema" que aparecen en la literatura, se ha elegido aquí la siguiente: "Si se considera una parte del mundo real separadamente de lo que le rodea, a ésta parte se le puede llamar un sistema. Los inputs y los outputs conectan el sistema con lo que le rodea." Se puede aplicar este concepto en hidrología a una cuenca hidrológica. En ella se pueden distinguir inputs y outputs

tales como precipitación, energía calorífica y radiación incidentes, evaporación y salida de agua por el desagüe de la cuenca. Tales inputs y outputs conectan a esta cuenca con la atmósfera, otras cuencas, etc. Sin embargo, en cuanto el hidrólogo comienza a describir y discutir un sistema del tipo de una cuenca hidrológica, él de hecho lo que está haciendo es reemplazarla, como algo separado de la realidad, introduciendo nociones tales como sistemas y subsistemas distribuidos, por modelos ya concebidos de estructura similar aunque más sencilla (ROSENBLUETH, 1945).

De igual forma que en los modelos por correlación, en hidrología paramétrica tales modelos pueden estar basados en cierta idea general sobre la estructura global del proceso de escorrentía en una cuenca, o pueden desarrollarse sobre una información física relativamente detallada de algún sistema hidrológico específico. Entre estos dos extremos, el color de la caja representando cómo funciona el sistema puede variar desde totalmente negro hasta diferentes grados de gris, dependiendo de la cantidad de información física esencial del sistema hidrológico que se haya introducido en el modelo conceptual. Un ejemplo del otro extremo es la "caja blanca" ¹ del Apt.3.2 que, sin embargo, se tornará gris en cuanto se presente alguna dificultad en la medida de las características físicas que componen el parámetro o cuando se deba compensar la falta de información física por información de tipo empírico. Los modelos más clásicos pertenecen a la categoría de "caja negra". Y ésto es debido a que están basados sobre nociones generales y no sobre una información física real del sistema o grupo de sistemas específicos en cuestión. En el Apt.6 se hace una grosera división entre los grupos de modelos conceptuales, de acuerdo con las nociones generales sobre las que se basan; éstos grupos son "método del recipiente almacenador", "método de traslación" y el "método combinado". Como estos modelos tienen una estructura simple y lineal, se puede expresar cómo funciona el sistema por medio de un modelo matemático lineal del tipo del expuesto en el Apt.3.2. Además, en estos modelos la relación input-output viene definida por uno o más parámetros.

Como una sastrería que haya hecho un traje sin ninguna información específica sobre el individuo que lo llevará, el éxito de cualquier modelo conceptual dependerá de su diseño (su estructura) y de las posibilidades (los parámetros) de adaptación de su tamaño y forma al cuerpo al que se deberá ajustar (el sistema). En hidrología, los parámetros del modelo conceptual elegido pueden ser optimiza-

¹ *white box: se conoce totalmente al sistema*

dos de forma que se ajusten lo mejor posible al sistema precipitación-escorrentía de la cuenca en cuestión. La "bondad del ajuste" puede juzgarse por medio de algún criterio objetivo tal como que la suma de los cuadrados de las desviaciones entre los outputs observados y los originados por el modelo para los correspondientes inputs sea la mínima. Para sistemas lineales e invariables con el tiempo, se puede alcanzar esta optimización empleando las técnicas de análisis de sistemas. En este caso, se compara la respuesta característica síntesis del modelo con la respuesta real del sistema deducida de los datos empíricos de input y output y obtenida por medio de los métodos de identificación (Apt.3.5). Obviamente, un buen modelo conceptual (un buen diseño) sólo necesita un pequeño número de parámetros optimizados para suministrar un buen ajuste a muchos sistemas individuales. Por otro lado, un gran número de parámetros puede fácilmente ocultar la calidad del diseño o la pertinencia de la estructura del modelo. Además, al juzgar los modelos conceptuales debe recordarse que, en electrónica, se pueden construir dos sistemas con una estructura totalmente diferente que generen la misma relación input-output (dentro de unos ciertos límites). Por tanto, un excelente ajuste entre los outputs calculados y los observados puede ser una indicación, pero no una prueba, de una analogía entre las estructuras del modelo y del sistema. Sólo se puede obtener esta prueba a partir de información física del sistema. Aunque las observaciones anteriores sobre modelos conceptuales se han hecho en relación con los modelos paramétricos, diferentes de los modelos estadísticos, sin embargo, se pueden aplicar a ambas categorías.

Al comparar los dos grupos, surge el que la hidrología paramétrica está especializada en sistemas en estado dinámico y que, en realidad, está enfocada en la memoria del sistema. Por otro lado, los métodos de correlación estadística pueden manejar un número de inputs simultáneos, aunque en este caso parece que la memoria del sistema es el principal escollo que se presenta. Por ello, los métodos se presentan como complementarios. Incluso hay un solape en relación con ciertas técnicas lineales para encontrar la respuesta característica del sistema a partir de la estadística de las series de inputs y outputs. Aparentemente, los métodos estadísticos y paramétricos de tratar con datos empíricos, tal y como se indica en la línea horizontal de la Fig.14, darán los mejores resultados si se emplean en estrecha cooperación con el método físico-analítico indicado en la línea vertical de la citada figura. Un dicho holandés dice: "El inválido físico-analítico debe guiar al ciego empírico"; y el matemático ANDERSON (1966) dice: "Aun cuando la capacidad para comprender los sistemas naturales proceda de una atenta observación, es en el que hace el trabajo de campo, como en la Infantería,

donde se encuentra nuestra confianza final".

Con el fin de completar esta algo formal introducción a la síntesis de modelos en hidrología, en ciertos lugares ha aparecido ya el material a discutir en los siguientes apartados. Por tanto, se recomienda al lector que vuelva a esta introducción después que haya visto algunos modelos reales. Se espera que entonces podrá comprobar que los métodos de sistemas son un indispensable instrumento para clarificar los conceptos de las prácticas hidrológicas sobre los que se basan, y para dar una base científica al diseño y evaluación de modelos hidrológicos. Es claro que un número de prácticas de ingeniería hidrológica deben su popularidad a su simplificación y a la falta de datos fidedignos para comprobar sus resultados, más que a la sensatez de los conceptos sobre los que están basados. Es responsabilidad de hidrólogo analizar tales prácticas y decidir si los conceptos subyacentes son correctos y si llevan a conclusiones correctas en relación con el proceso de escorrentía en estudio.

En muchas cuencas de drenaje, las pérdidas se producen en los períodos iniciales del proceso de escorrentía, cuando la mayor parte de las pérdidas por evaporación proceden de la intercepción y de la humedad del suelo (Fig.2). Este razonamiento lleva a dividir el sistema constituido por la cuenca en los dos subsistemas de la Fig.18.

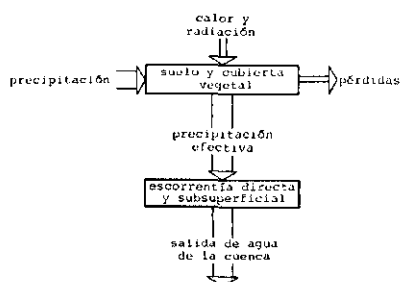


Fig.18. División del sistema constituido por la cuenca, en dos subsistemas.

Por supuesto, en la realidad estos dos subsistemas están relacionados entre sí. Es claro que la condición del suelo juega un papel tanto en el proceso de evaporación como en la distribución de la precipitación efectiva en los diferentes caminos de la escorrentía directa y de la escorrentía subsuperficial; para que se produzca una alta evaporación es necesario un alto contenido de humedad del suelo, aunque ésto dé lugar a una mayor escorrentía directa debida a la correspondiente reducción de la infiltración de agua en el suelo. Sin embargo, es corriente

aceptar este doble papel del suelo y separar los dos subsistemas; por ello, la precipitación efectiva, que es un output del primer subsistema, se considera como un input del segundo, donde el yetograma de la precipitación efectiva (diagrama tiempo-intensidad) se transforma posteriormente en hidrograma de la salida de flujo de agua de la cuenca en cuestión. Antes de discutir estos dos subsistemas, se deben mencionar los modelos de STANFORD, BALEK y el de DAWDY y O'DONNELL. Estos modelos representan unas simulaciones por computador de la cuenca más detalladas y, probablemente, más reales; sin embargo, la optimización del gran número de los parámetros correspondientes exige el empleo de grandes computadores, que actualmente y en general no son accesibles al hidrólogo práctico. Por ello esta discusión quedará limitada a los modelos conceptuales prefabricados del diseño bipartito anteriormente expuesto.

Si el área de la cuenca de drenaje no es muy grande, los cambios en la distribución proporcional de la precipitación no serán muy significativos en relación con su efecto sobre el modo de funcionar el sistema; por ello, se podrá hablar de la precipitación de la cuenca, como un input considerado globalmente. Esta se podrá medir por medio de pluviómetros y empleando una media ponderada del tipo del método de THIESSEN o el método de las isoyetas (Cap.18, Vol.III). En el otro extremo del sistema, la descarga a través del punto de desagüe de la cuenca representa la variable output, siempre y cuando no existan filtraciones o percolaciones profundas de importancia y toda el agua salga por ese punto. Este punto se elige de forma que se pueda instalar una estación de aforo en él.

Por el mismo motivo que el expuesto para la precipitación de la cuenca, las entradas netas de calor y de radiación en la cuenca también se consideran como inputs agrupados. Desgraciadamente, todavía se ha tenido poco éxito en todos los intentos realizados para calcular por medio de medidas las pérdidas por evaporación en la cuenca como "la parte más desesperada de la desesperada ciencia de la hidrología". La determinación de estas pérdidas es uno de los puntos más débiles de cualquier modelo precipitación-escorrentía; ésto es debido a que evidentemente el hidrograma representando la precipitación efectiva, que expresa la variable output del primer subsistema, no puede ser determinado por la simple resta entre la precipitación en la cuenca y las pérdidas calculadas. La información física disponible sobre el subsistema "suelo y cubierta vegetal" es de naturaleza principalmente cualitativa y, por ello, "la caja es esencialmente negra". Desafortunadamente, el único input medible es la precipitación. En el Apt.4 se mostrará cómo algunos métodos utilizan el hecho de que en el segundo subsistema

ni se añade ni se pierde agua. Considerando períodos de tiempo relativamente largos, estos métodos eluden el carácter esencialmente dinámico de este segundo subsistema, y emplean los valores de la cantidad de agua que sale de la cuenca para hallar las cantidades de precipitación efectiva que corresponden a tormentas aisladas. En algunos casos, como el indicado en la Fig.19, el yetograma de precipitación y el correspondiente yetograma de desagüe aportan alguna información de las pérdidas y de cómo se distribuyen en el período de tiempo considerado. De esta forma, se obtiene cierta información empírica acerca del modo de funcionamiento del primer subsistema. El próximo paso es introducir en un modelo la poca información física que se tenga del proceso de evaporación y, finalmente optimizar sus parámetros para obtener el mejor ajuste posible entre la precipitación efectiva "observada" y el output que el modelo genera a partir de la correspondiente precipitación en la cuenca. La evidente no linealidad del modelo, la eliminación de los efectos dinámicos y la presencia de varias variables, incita al empleo de modelos de correlación. En adelante, se estudiarán algunos de estos modelos aplicados al primer subsistema. Se indicará que el concepto de pérdidas está cambiando. En lo anteriormente expuesto, las pérdidas por medio de la evaporación llevan consigo que la escorrentía total, incluyendo la escorrentía subsuperficial, deben ser tratados en el segundo subsistema. Esta opinión no es compartida por los hidrólogos tradicionales que, imitando a los pioneros americanos, consideran que el flujo de agua base es una cantidad despreciable, por lo que toda la infiltración en el suelo debe ser considerada como una pérdida en el proceso de escorrentía. El método del hidrograma unitario, método dirigido al análisis del segundo subsistema, se elaboró solamente para escorrentía directa, despreciando el flujo base. En el Apt.5 se discutirá este método y en el Apt.7 se mostrará que su aplicación no está limitada solamente a la escorrentía directa.

15.4 Precipitación y precipitación efectiva, determinación de las pérdidas

La transformación de la precipitación en precipitación efectiva, que finalmente saldrá de la cuenca de drenaje por el desagüe de la misma, y las pérdidas por evapotranspiración se discutirán como un sistema separado (primer subsistema del Apt.3.6). Como ya quedó establecido en el Apt.3.6, el output del primer subsistema, el exceso de precipitación, no es medible como tal. Su cantidad y su distribución en el tiempo debe ser obtenido a partir del output del segundo subsistema, es decir, a partir del desagüe de la cuenca. Esto puede hacerse

fácilmente para el caso de tormentas aisladas que caen sobre cuencas con una "memoria corta", es decir, con poca capacidad de almacenamiento. En la Fig.19, el almacenamiento en el segundo subsistema queda vacío antes del comienzo de la segunda tormenta. La Figura 13 presenta el output de un sistema con una "memoria relativamente larga". En este caso es más difícil diferenciar, sobre el hidrograma de desagüe, los efectos individuales de cada elemento de la lluvia. Esto implicaría una inteligente suposición acerca de la transformación en el segundo subsistema. En la Fig.13, se ilustra la esencial dificultad, que es la de dividir un sistema con memoria larga en dos subsistemas. No obstante, se seguirá el método normal de determinación de las pérdidas y la posterior transformación de la lluvia efectiva.

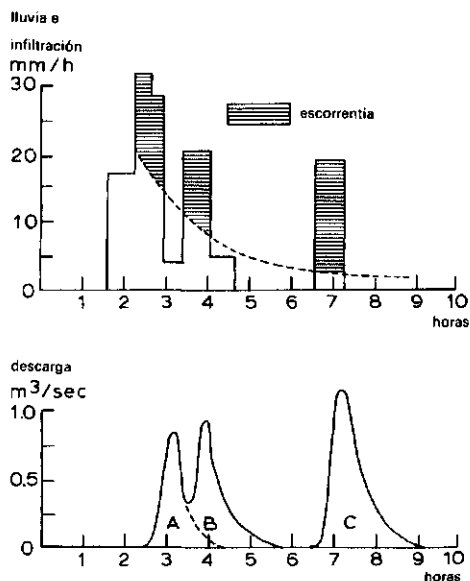


Fig.19. Variación de la capacidad de infiltración a lo largo de un período de lluvia.

15.4.1 Métodos para el estudio de la infiltración

Considerése una pequeña área de drenaje sobre la que cae una tormenta y sea P la altura equivalente uniforme de precipitación caída sobre el área (Fig.20).

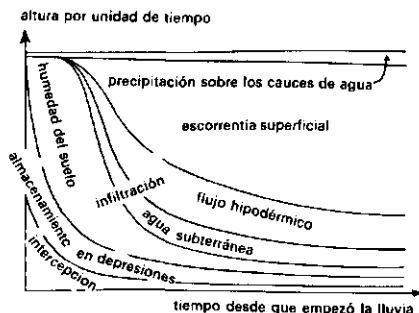


Fig. 20. Distribución de la precipitación en los diferentes almacenamientos posibles (LINSLEY y otros, 1958).

De esta lluvia:

- a) parte queda sobre las hojas de la cubierta vegetal y más tarde se evaporará (intercepción);
- b) otra parte rellenará las depresiones de la superficie del suelo o se empleará en satisfacer el déficit de humedad de los horizontes superiores del suelo; de ahí, o bien se evaporará o bien la tomará el sistema radicular y se transpirará a través de las hojas;
- c) otra parte percolará hasta la capa de agua haciendo subir el nivel de la misma;
- d) cierta porción se infiltrará y deslizándose por estratos horizontales volverá a salir a la superficie;
- e) por último, otra parte correrá sobre la superficie del suelo hacia el cauce principal de agua existente en el área.

Con relación a la escorrentía, (a) y (b) representan las "pérdidas" totales. Las porciones de (c), (d) y (e), que llegan hasta el aforador instalado en el desagüe, constituyen la escorrentía Q debida a la precipitación P . Esta escorrentía puede dividirse posteriormente en escorrentía subsuperficial, o flujo base, debida a (c) y en escorrentía directa producida por las porciones (d) y (e). La escorrentía superficial y la hipodérmica forman juntas la escorrentía directa, que es la principal causa de las avenidas; con relación a la percolación (c) hasta la capa de agua, que en último término dará lugar a flujo base, puede considerarse también como una pérdida. La Figura 21 presenta la forma que toma el diagrama representando el proceso de escorrentía.

En la Figura 21, P_{ex} indica el exceso de precipitación, es decir, el "rebose" que tiene lugar en la cuenca de drenaje y que produce escorrentía superficial

e hipodérmica. Por ello, P_{ex} se distingue de la precipitación efectiva P_e en que en esta última se incluye toda la precipitación que tarde o temprano constituirá escorrentía, incluyendo la escorrentía subsuperficial.

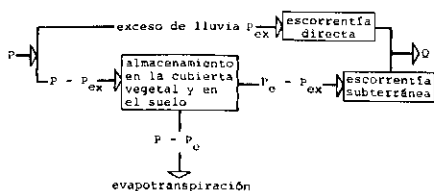


Fig.21. La lluvia, P , que más tarde se convertirá en agua de desagüe, puede dividirse en exceso de lluvia, P_{ex} , que se transforma en escorrentía directa, y la precipitación menos el exceso de lluvia que, a su vez, se transformará en escorrentía subsuperficial.

Desde el punto de vista de escorrentía directa, las pérdidas pueden agruparse de la siguiente manera: intercepción (a), infiltración directa (b + c), almacenamiento en las depresiones (b) y las pérdidas que por flujo superficial de agua se producen una vez terminada la lluvia. De estas pérdidas, solamente la infiltración directa puede determinarse localmente con cierto grado de precisión, con la ayuda de infiltrómetros y simuladores de lluvia instalados en pequeñas parcelas de experiencias. Tales medidas locales de la capacidad de infiltración solamente proporcionan valores comparativos, teniendo en cuenta los numerosos complejos de suelo, cubierta vegetal, estado en que se encuentran y que constituyen la cuenca de drenaje. Además, el impacto de las gotas de lluvia tiene un importante efecto sobre la capacidad de infiltración del suelo y, por ello, es importante que los simuladores de lluvia trabajen de forma muy semejante a la lluvia real.

En un rápido estudio del área de drenaje, para recoger datos estimados de las capacidades de infiltración de cada uno de los complejos presentes, se pueden emplear simuladores de lluvia de pequeño tamaño.

Sin embargo, más que conocer la infiltración directa, lo que interesa es saber la capacidad total de la cuenca de drenaje para retener agua bajo las condiciones existentes. Se pueden encontrar estas pérdidas comparando un yetograma, diagrama representando la intensidad de la lluvia, con el hidrograma resultante de la

escorrentía directa tomado en el punto de desagüe de la cuenca (Fig.19). Se puede aplicar este procedimiento en pequeñas cuencas, donde es posible en el hidrograma separar los diferentes frentes de avenida correspondientes a una sucesión bastante continua de pequeñas tormentas. Cuando se solapan dos hidrogramas, se pueden separar, con una precisión razonable, trazando una línea de recesión paralela a la siguiente línea de recesión. Las áreas comprendidas por debajo de los gráficos A, B y C representan los volúmenes de exceso de lluvia correspondientes a las tres tormentas presentes en el yetograma. La curva representando la capacidad de infiltración debe trazarse de forma que las áreas rayadas situadas por encima de ella representen los correspondientes volúmenes de exceso de lluvia. Estrictamente hablando, se debería denominar a esta curva "curva de la capacidad de retención", ya que no solamente representa la capacidad de infiltración sino que también incluye la intercepción, el almacenamiento en las depresiones y las pérdidas procedentes del flujo superficial de agua y que tienen lugar una vez terminada la lluvia. Por otra parte la retención no incluye el flujo hipodérmico, es decir, esa parte de la infiltración que se une a la escorrentía directa tras cierta retención en la capa superior del suelo. La capacidad del suelo no es constante, sino que está sometida a variaciones estacionales. Además, normalmente decrece a lo largo de una lluvia debido al efecto de salpicadura producido por las gotas de lluvia, al hinchamiento de los coloides del suelo y al aumento del contenido de humedad del mismo. El resultado total de las condiciones iniciales del suelo y de las necesidades iniciales de intercepción y almacenamiento en el suelo, es una curva de capacidad de infiltración que comienza con un alto valor f_0 y que después disminuye rápidamente durante los primeros períodos de la tormenta tomando, finalmente, un valor casi constante e igual a f_c . Debe recordarse que este método sólo es aplicable a pequeñas y relativamente homogéneas cuencas de drenaje, donde tormentas sucesivas y uniformemente distribuidas sólo producen pequeños solapes en los hidrogramas; además,

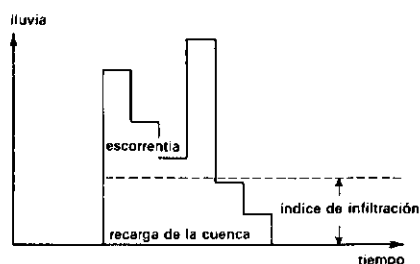


Fig.22. Índice de infiltración (LINSLEY y otros, 1949).

las tormentas deberán producirse dentro de un período de tiempo relativamente pequeño, para que así la capacidad de infiltración no pueda restablecerse por medio de la evapotranspiración que tenga lugar entre dos tormentas sucesivas. Por tanto, cada curva de capacidad de infiltración viene condicionada por las condiciones del suelo y de la vegetación en la cuenca. Como se deben emplear estas curvas para separar los volúmenes de lluvia en exceso de lluvia y pérdidas, el procedimiento para obtener el suficiente número de curvas para las diferentes condiciones es bastante complicado. Muchos ingenieros prefieren un método más simple y emplean índices de infiltración. Estos índices están basados en el supuesto de que para una tormenta específica, con unas condiciones iniciales dadas, la recarga de la cuenca (o retención de la misma), precipitación menos escorrentía directa, permanece constante a lo largo de todo el período de la tormenta (Fig.22).

La figura muestra que el índice es igual a la recarga total de la cuenca dividida por el período de duración de la lluvia, para el período en que la intensidad de la misma sea continuamente, superior al valor del índice. El área total situada por encima de la línea del índice representa la escorrentía total.

En estudios relacionados con las posibilidades de que se presenten avenidas máximas, se emplea un índice mínimo que corresponde a unas condiciones muy húmedas de la cuenca antes de comenzar la lluvia. En ambos métodos, curva de capacidad de infiltración e índice de infiltración, es esencial considerar que la escorrentía es igual a la precipitación menos las pérdidas. Es más correcto y, por tanto mejor, emplear coeficientes de escorrentía que son meras relaciones entre escorrentía y lluvia. Se debe evitar el error de suponer que el índice de infiltración representa una velocidad de infiltración real. En una compleja cuenca de drenaje, la diferencia entre la lluvia total y la escorrentía directa también viene condicionada por el área en la que se produce escorrentía a lo largo de la lluvia. Esta porción aumenta al aumentar la intensidad de la lluvia y, por tanto, el índice de infiltración también aumentará. Se debería tener siempre presente que ni el índice de infiltración ni la capacidad de infiltración son constantes para una cierta área. Ambos conceptos están sometidos a cambios que depende de la lluvia anterior y de las condiciones correspondientes a la estación del año en que se produce la lluvia.

Aunque el procedimiento presentado es básicamente sencillo, al aplicarlo se presentan unos problemas verdaderamente difíciles de responder; éstos son:

- (a) ¿Cuál es el efecto de las condiciones anteriores a producirse la lluvia?
- (b) ¿A qué velocidad se recupera la capacidad de infiltración en períodos entre lluvias?
- (c) ¿Cuál es el efecto debido a la estación del año?
- (d) ¿Qué corrección debería hacerse para tener en cuenta los efectos de almacenamiento superficial (cultivo)?

TABLA 2. Índices de infiltración en Raiston Creek, cerca de Iowa City (USA)

	E	F	M	A	M	J	Jl	A	S	O	N	D
a)	0,00	0,17	0,12	0,12	1,30	1,57	1,36	0,75	1,11	0,60	0,11	0,00
b)	0,00	0,00	0,03	0,10	0,24	0,81	0,32	0,47	1,92	0,25	0,00	0,00

a) tormentas después de dos o más días sin llover

b) tormentas después de 1, o menos que 1, día sin llover

NOTA: Área = 3 millas cuadradas; corresponden a 56 tormentas ocurridas en 8 años (pulgadas/hora)

Tales factores son tenidos en cuenta en el análisis por correlación coaxial gráfica.

15.4.2 Análisis por correlación coaxial gráfica

Fue originalmente desarrollado por el US Weather Bureau. En "Hydrology for Engineers" (LINSLEY y otros, 1958) se puede encontrar un completo tratamiento del método.

DOOGE (1967), apuntó que este procedimiento llevaría explícitamente consigo el supuesto de ser un modelo específico del comportamiento de una cuenca de drenaje. De aquí se deduce que los diferentes tipos de cuencas de drenaje darían lugar a diferentes modelos y, por tanto, a diferentes tipos de diagramas coaxiales.

BECKER (1967, 1963), trabajó en esta línea y modificó los diagramas originales del US Weather Bureau para ponerlos en concordancia con ciertos conceptos sobre la transformación de precipitación en escorrentía. La discusión que a continuación se presenta sobre este método, está basada en el reciente trabajo de

BECKER. Por medio del Índice de Precipitación Anterior, se expresa una primera aproximación de las condiciones medias de humedad del suelo y de la cubierta vegetal en la cuenca de drenaje. Este índice es de la forma

$$API_n = P_n + cP_{n-1} + c^2P_{n-2} + \dots + c^iP_{n-i} \quad (c < 1) \quad (8)$$

API_n es el valor del índice de precipitación anterior al final del intervalo de tiempo n ; P_{n-1} es el valor de la precipitación en el penúltimo intervalo, etc. Si la anterior expresión se presenta en la forma

$$API_n = P_n + P_{n-1} e^{-1/k} + P_{n-2} e^{-2/k} + \dots + P_{n-i} e^{-i/k} \quad (9)$$

se observará que API puede ser considerado como un índice del almacenamiento de la precipitación en la cuenca; es directamente proporcional a la intensidad con que se vacía dicho almacenamiento ($API = kq$) y que se recupera al final de cada intervalo por medio de la precipitación observada durante el mismo. Este índice no da una verdadera idea de las condiciones de humedad del suelo ya que no se resta de la precipitación caída el valor de la escorrentía directa; sin embargo, se ha encontrado que es un útil indicador de las condiciones iniciales de humedad en el suelo.

Un segundo factor a introducir debería representar los cambios que en las diferentes estaciones del año se produce en la superficie (vegetación, cultivo, etc.), en el suelo (estructura, actividad biológica, etc.), y en la velocidad con que la humedad del suelo disminuye por medio de la evaporación. En el cuadrante superior izquierdo de la Fig.23, entrando con el valor de API y eligiendo la curva correspondiente a la estación considerada, se obtiene en abscisas el valor de la capacidad de recarga de la cuenca de drenaje para una lluvia de gran duración y muy baja intensidad. Esto lleva consigo el supuesto de que la cuenca de drenaje está a saturación completa tras una cierta lluvia anterior, para un período del año dado. En el cuadrante inferior izquierdo, se reduce esta capacidad de recarga en función de la duración real de la lluvia. Aquí también se supone la misma cantidad de lluvia que antes aunque el período de duración es T_R . La intensidad de la lluvia puede ser superior a la capacidad de la cuenca para absorber agua y, la posible recarga real R_T viene determinada por esta capacidad de recarga f .

Evidentemente, f es función de la capacidad de recarga real D , que puede representarse por medio del déficit de humedad en el suelo y en la cubierta vegetal. BECKER supone que f y D son proporcionales

$$f = \frac{f_{\max}}{D_{\max}} D = - \frac{dD}{dt} \quad (10)$$

donde

$\frac{f_{\max}}{D_{\max}}$ es una relación constante.

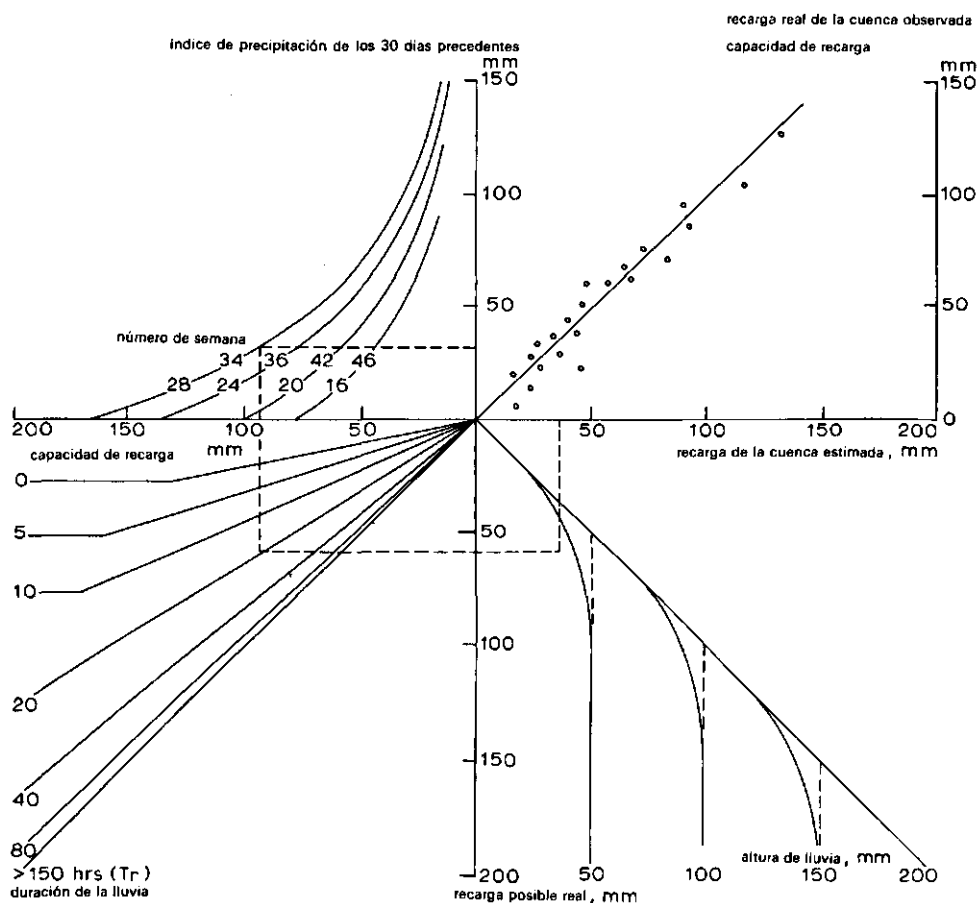


Fig. 23. Diagrama representando la relación coaxial lluvia-recarga.

Al comienzo de la lluvia, $t = 0$, $D = D_{\max}$ (valor de partida deducido del primer cuadrante) y $f = f_{\max}$.

Para esta condición inicial, la solución de la Ec.(10) es

$$D = D_{\max} e^{-\frac{f_{\max}}{D_{\max}} (T_R + T_O)}$$

donde T_O es la duración del período en que se produce escorrentía superficial después de haber cesado la lluvia; por ello, $T_R + T_O$ es la duración del período en que tiene lugar la recarga de la cuenca.

La recarga de la cuenca debida a una gran cantidad de lluvia caída durante un período T_R es igual a

$$R_T = D_{\max} - D = D_{\max} \left[1 - e^{-\frac{f_{\max}}{D_{\max}} (T_R + T_O)} \right] \quad (11)$$

En la Figura 24 se muestra esta relación.

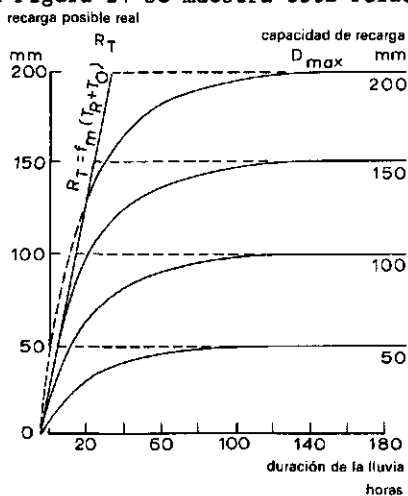


Fig. 24. Recarga real posible determinada por la capacidad de recarga y por la duración de la lluvia.

La duración de la lluvia T_R determina el valor de la expresión entre corchetes de la Ec.(11). Esto supone una relación lineal entre R_T y D_{\max} para un valor dado de la duración de la lluvia T_R . También se deduce que estas líneas pasan por el origen de coordenadas.

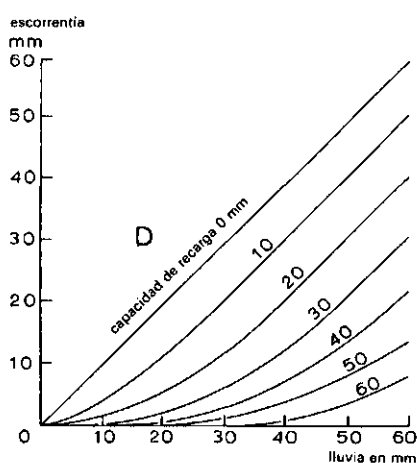
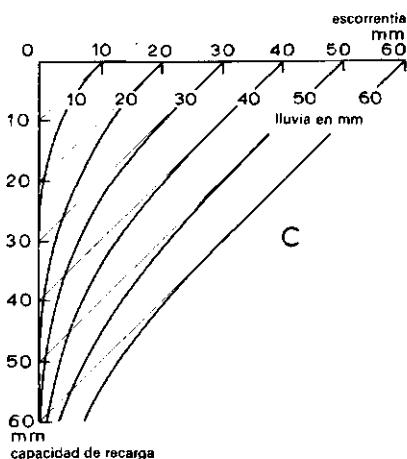
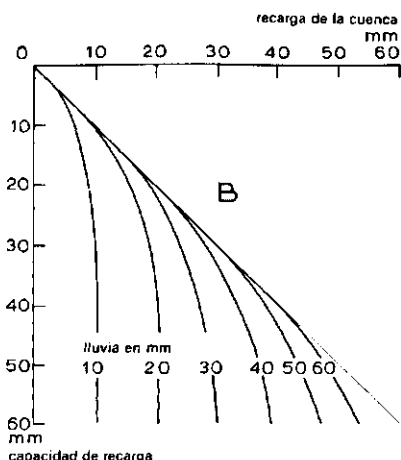
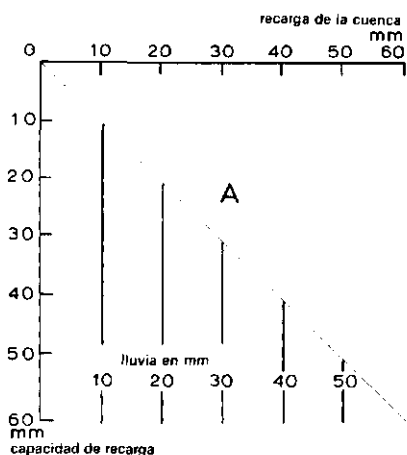
Considerando que R_T no puede ser superior a la capacidad de recarga disponible, D_{\max} , BECKER introdujo en este modelo un segundo umbral para la recarga de humedad: En lluvias de corta duración, la velocidad posible de infiltración f_m puede ser menor que la posible velocidad de recarga de la humedad del suelo. Esta limitación queda reflejada en la Fig.24 por medio de la línea recta $R_T = f_m(T_R + T_O)$. Su efecto en el cuadrante inferior izquierdo es la presencia de segmentos horizontales en las líneas de menor duración de la lluvia.

Finalmente, la cantidad real de lluvia determina qué parte de la capacidad de recarga es realmente empleada en la recarga. Las figuras 25A y B muestran el por qué del diagrama representado en el cuadrante inferior derecho de la Fig.23. El gráfico A está trazado de acuerdo con la "idea umbral", que indica que toda la precipitación se transforma en recarga de la cuenca con tal que la capacidad de recarga sea superior a la cantidad de lluvia. Por encima de este límite, toda la precipitación se transforma en escorrentía. Sin embargo, este concepto simplificado no se satisface en cuanto la velocidad de recarga o la capacidad de recarga no esté uniformemente distribuida en la cuenca de drenaje. Por ello, la verdadera relación entre la capacidad de recarga y la recarga real, dependiente de la cantidad de lluvia, será un diagrama como el mostrado en el Gráfico B. El Gráfico C es otra representación del B, donde en el eje horizontal se sitúan los valores de la escorrentía, igual a la precipitación menos la recarga. Esta representación se emplea para obtener directamente la escorrentía o la precipitación efectiva a partir de los correspondientes volúmenes de lluvia. Las líneas de trazos indican la relación, de acuerdo con la idea umbral.

La recarga de la cuenca así determinada en este procedimiento de correlación gráfica múltiple debe estar de acuerdo con la recarga real de la cuenca. Esta última se determina tal y como se ha explicado en la obtención de una curva representando la capacidad de infiltración (Fig.19). La optimización de las líneas de regresión se obtiene por tanteo. Este procedimiento está totalmente explicado en "Hydrology for Engineers", Apartado 8.7 (LINSLEY y otros, 1958).

15.4.3 Método del número de curva

El US Soil Conservación Service ha elaborado el concepto de capacidad de recarga limitada, determinada por las condiciones anteriores de humedad y por las características físicas de la cuenca de drenaje; esto se ha hecho para un modelo de correlación múltiple preconcebido en el que las correlaciones parciales se expresan



- A. Recarga de la cuenca en función de la capacidad de recarga y de la cantidad de lluvia, de acuerdo con la capacidad umbral.
- B. Recarga de la cuenca en función de la capacidad de la cantidad de lluvia, abandonando el concepto simplificador de umbral.
- C. Escorrentía en función de la capacidad de recarga y de la cantidad de lluvia (nueva disposición de la Fig. 25B).
- D. Escorrentía en función de la capacidad de recarga y de la lluvia (nueva disposición de las Figs. 25B y 25C).

Fig. 25. Relación entre recarga de la cuenca, escorrentía, capacidad de recarga y cantidad de lluvia.

en forma tabular. Este método viene explicado en el SCS National Engineering Handbook (1964; SCHULZE, 1966). El método toma su nombre del valor.

$$CN = \frac{1000}{10 + S} \quad (12)$$

donde CN es el valor que define la curva y S es la capacidad de recarga o "máxima retención posible" para un momento dado. El número de la curva es un valor tabulado que viene dado en función de la lluvia anterior, del uso del suelo, de la densidad de la cubierta vegetal, tipo de suelo y de las labores de conservación de suelos. Estas tablas se han elaborado para las condiciones de USA y no son de aplicación directa en otras partes del mundo. Para emplearlas fuera de USA, primeramente deben ser ajustadas a las condiciones locales.

El concepto sobre el que se basa el modelo es el siguiente:

$I_a = 0,2 S$ es una cantidad inicial interceptada, almacenada en las depresiones e inicialmente infiltrada que, en cualquier lluvia, deberá caer antes de que comience a producirse escorrentía.

La relación entre la escorrentía directa Q y la precipitación menos las pérdidas iniciales $P - I_a$, es igual a la existente entre la recarga real menos las pérdidas iniciales, $P - Q - I_a$, y la capacidad de recarga S. La bibliografía no da ninguna razonamiento físico sobre el que pudiera basarse este modelo matemático.

$$\frac{Q}{P - I_a} = \frac{P - Q - I_a}{S} \quad (13)$$

o bien

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}$$

y como $I_a = 0,2 S$, se deduce que

$$Q = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S} \quad (14)$$

La curva de la Fig.26, que expresa la relación entre Q y P dependiente del parámetro S (siendo $I_a = 0,2S$), es únicamente una variante de la Fig.25D y puede obtenerse directamente empleando la capacidad de recarga como un parámetro y representando la escorrentía en función de la precipitación. En este modelo,

S es el único parámetro que define la relación entre la cantidad de lluvia en un día y la correspondiente cantidad diaria de exceso de lluvia que posteriormente se convertirá en escorrentía directa.

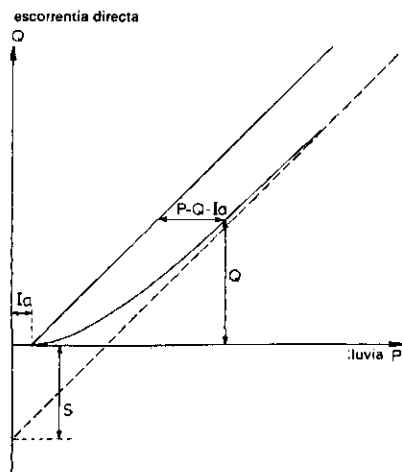


Fig. 26. Método del número de curva: Relación precipitación-escorrentía directa, dependiente de la capacidad de recarga.

Una cuenca heterogénea puede dividirse en subáreas con diferentes curvas número. Entonces, el exceso total de lluvia se obtiene sumando las cantidades calculadas para las diferentes subáreas. El supuesto básico, expresado en la Ec. (13), está, evidentemente, sujeto a críticas. Para valores altos de P y Q , la parte izquierda de la igualdad de la Ec. (13) se aproxima a 1 mientras que la derecha no puede ser mayor que 0,8, a no ser que la recarga $P - Q$ sea mayor que la capacidad de recarga S . Por supuesto, esto está en contradicción con el concepto de capacidad de recarga. Sustituyendo $Q = P - S$ en la Ec. (14), se encuentra que la situación límite se alcanza cuando $P = 4,2 S$. Es por esto que el US Soil Conservation Service introdujo los límites $P > I_a$ y $S > I_a + F$, donde $F = P - I_a - Q$. Por tanto se deduce que $S > P - Q$. Para valores altos del número de la curva, y pequeña capacidad de recarga, esta condición podría implicar una definitiva restricción de la aplicabilidad del método.

Aunque la idea sobre la que se basa este método no es totalmente correcta, se ha incluido en este capítulo debido a que hay mucho trabajo hecho para correlacionar el único parámetro S con la lluvia anterior, los efectos debidos a la estación del año y ciertas características de la superficie del suelo y de la cubierta vegetal.

escorrentía directa

Q, pulgadas

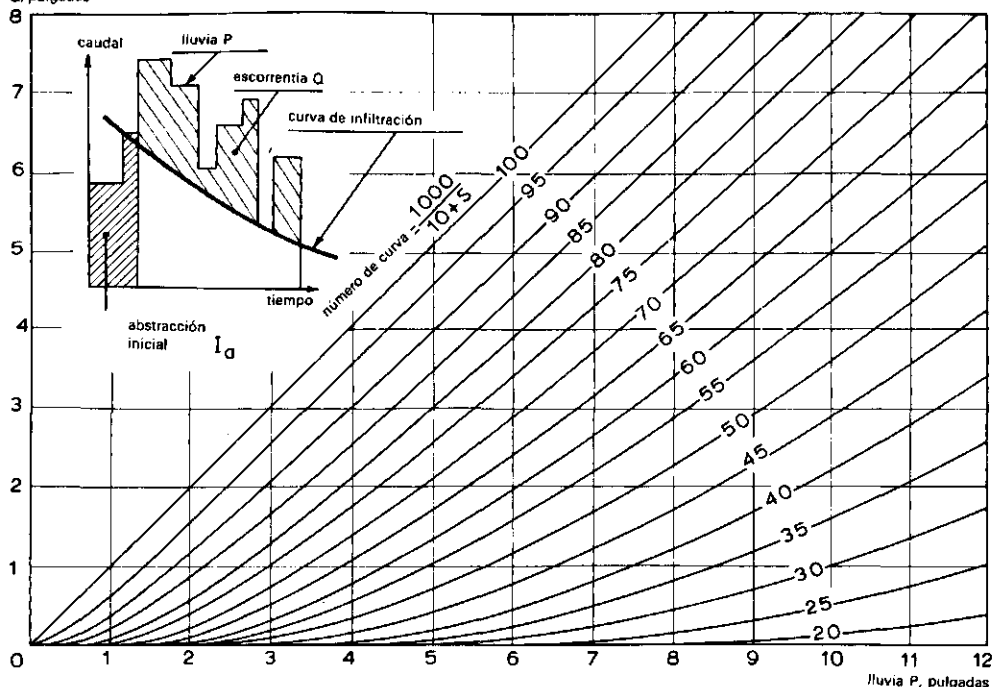


Fig. 27. Solución de la Ec. (14) para diferentes valores de la capacidad de recarga, S (US Soil Conservation Service, 1964).

15.4.4 Comparación entre el método por correlación coaxial gráfica y el del número de curva

Las características comunes en ambos métodos son:

Capacidad de recarga limitada y definida por la lluvia anterior y por los efectos debidos a la estación del año.

Las diferencias son:

Método coaxial gráfico

Las líneas de la Fig. 23, que relacionan la capacidad de recarga, la lluvia y la recarga (líneas de los dos cuadrantes izquierdos de la figura) se encontraron por tanteo, empleando para ello valores de los input y de los output medidos (o estimados). En otras palabras, la optimización del modelo por medio de la síntesis de

modelos puede conducir a un buen grado de precisión. Pero entonces, el modelo es solamente aplicable a la cuenca de drenaje en cuestión.

Método del número de curva

Este modelo uniparamétrico es totalmente sintético, que puede ajustarse a cualquier cuenca de drenaje incluida dentro de ciertos límites que han sido estudiados para el establecimiento de las correlaciones expresadas en las diferentes tablas. Se puede aplicar el método a cuencas de las que no se dispone de datos tomados directamente, aunque la calidad de los resultados será relativamente baja. El empleo de las curvas de capacidad de infiltración, de los índices de infiltración o del análisis de la correlación lluvia-escorrentía, llevará a obtener un valor estimado del volumen de agua, que se supone irá al cauce de agua principal de la cuenca, como resultado de la lluvia o de la fusión de la nieve. En el siguiente apartado se explicará cómo se transforma este volumen de escorrentía, por medio del segundo subsistema de la Fig.18, en un hidrograma representando el flujo de agua en un punto del cauce principal de la cuenca.

15.5 Método del hidrograma unitario

15.5.1 Principios

En 1932, L.K.SHERMAN introdujo el hidrograma unitario como un importante instrumento a emplear en la transformación de un yetograma de exceso de lluvia en un hidrograma de salida del agua de una cuenca de drenaje. El método del hidrograma unitario es un ejemplo típico del análisis lineal de la "caja negra", aplicado al segundo subsistema del Apt.3, donde los supuestos básicos son que el sistema es lineal e invariable en el tiempo. La respuesta característica del segundo subsistema es el hidrograma unitario de la cuenca de drenaje. La obtención de este hidrograma unitario es, por tanto, un problema de identificación. En consecuencia, empleando este hidrograma unitario, se puede transformar una tormenta elegida para el diseño, en una avenida que definirá el proyecto. En la mayoría de las regiones del mundo, el peligro de avenidas viene, casi exclusivamente, producido por el flujo superficial de agua y la posterior escorrentía superficial; es para estas condiciones para las que originariamente se desarrolló el hidrograma unitario. En este Apartado se seguirá esta línea de creencia aunque en el Apt.7 se mostrará que también puede aplicarse a condiciones más amplias, que incluso puede englobar el flujo subsuperficial de agua.

Se ha explicado ya que cualquier hidrograma representando la avenida de agua en función del tiempo puede ser considerado como la superposición de un hidrograma de escorrentía directa con el correspondiente de escorrentía subsuperficial. También ha quedado claro que como ambos tipos de escorrentía están producidos por diferentes tipos de flujo de agua, las fluctuaciones de la escorrentía subsuperficial son generalmente menores que las de la escorrentía superficial. Es por ello lógico intentar separar estas dos partes incluídas en el hidrograma representando la avenida en la cuenca para que, así, se pueda estudiar independientemente el fenómeno de la escorrentía directa (Fig.28). Considérese un frente de avenida de una sola cresta presente en un hidrograma de escorrentía. El período seco anterior viene tipificado por la curva de descenso de la capa de agua, y el cambio bastante brusco existente en el punto (a), indica la llegada al punto de desagüe de la cuenca (punto donde se mide el caudal de salida) de la escorrentía directa.

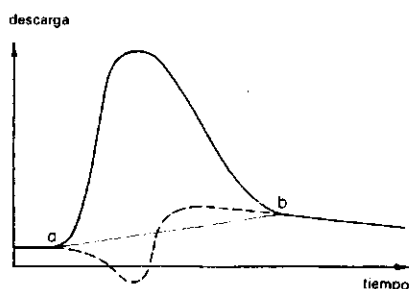


Fig.28. Separación entre escorrentía directa y caudal base.

El primer problema a resolver es la localización del punto (b), punto donde termina de producirse la escorrentía directa. Debe entenderse que la parte descendente de la curva representa la disminución de la retención superficial, del almacenamiento en los cauces y, posteriormente, de la capa de agua en el suelo. Cuando la retención superficial y el almacenamiento en los cauces hayan terminado el flujo subsuperficial de agua continuará (Fig.29). La combinación de un número de tales curvas de recesión da lugar a la curva de descenso de la capa de agua, (teniendo en cuenta el flujo de agua debido a la escorrentía directa que ha pasado por la estación de aforo instalada en el punto de desagüe de la cuenca (Fig.30).) Esta curva tipifica la extensión y la cantidad de agua almacenada en el acuífero existente en el suelo. En el caso representado en el gráfico, esta curva es un importante medio para la predicción del mínimo caudal de agua separable. Conocida esta curva, se puede ajustar a la rama descendente de la curva semejante a la

representada en la Fig.28 para, de esta forma, trazar la parte terminal de la curva de agotamiento en función del tiempo.

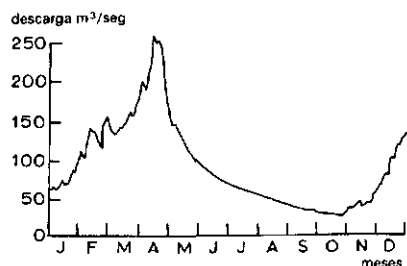


Fig.29. Curva de recesión del Río Luabala debida al descenso de la escorrentía subsuperficial (Kinshasa).

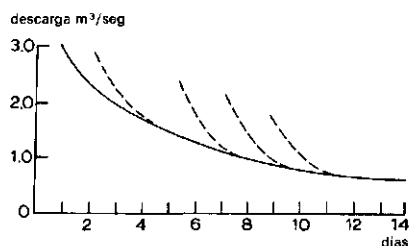


Fig.30. Curva de recesión o de agotamiento del flujo subsuperficial de agua, compuesta por las de retroceso correspondientes a tormentas individuales.

Así se obtiene el punto (b) de la Fig.28, que representa el momento en el tiempo en que se han agotado la retención superficial y el almacenamiento de agua en los cauces existentes en el área y en el que la escorrentía directa está llegando a su fin. El siguiente problema, que es el de trazar la línea que una los puntos (a) y (b) para así separar el caudal base, es difícil de resolver de una forma precisa. Es lógico suponer que el ascenso del nivel del agua en el sistema de evacuación de la zona frenará la entrada de agua subsuperficial al mismo y que, sin embargo, aumentará posteriormente cuando el nivel del agua en los cauces haya descendido; por ello, la línea de separación puede ser curvada, como la mostrada en el gráfico. Sin embargo, se desconoce la forma exacta de esta línea. Afortunadamente, el flujo subsuperficial o flujo base sólo constituye en la mayoría de los casos una pequeña parte de la avenida total y, por ello, se puede obtener una razonable aproximación trazando una línea recta que una los puntos (a) y (b). Cualquiera que sea el método elegido para separar la escorrentía directa y el caudal base, es esencial que sea de acuerdo con un procedimiento consistente. El intervalo de tiempo (a) - (b) indica la duración de la escorrentía directa y

recibe el nombre de longitud base del hidrograma de escorrentía directa. Este se obtiene representando por separado la figura situada por encima de la línea (a) - (b). El área comprendida por la curva representa el volumen total de escorrentía directa, que es la suma de la escorrentía superficial y de la hipodérmica.

Se encontró empíricamente que las tormentas de intensidad semejante, que dan lugar a períodos de exceso de lluvia de igual duración sobre una cuenca, producen hidrogramas que se ajustan bastante estrechamente a las siguientes propiedades:

a) La duración de la escorrentía directa y por tanto el tiempo base (a)-(b) es en esencia constante, independientemente de las diferencias en las intensidades de las lluvias que dan lugar a avenidas y del volumen total de escorrentía directa.

b) Si dos tormentas de intensidad semejante y de misma duración producen diferentes volúmenes de escorrentía directa, las intensidades de la escorrentía directa en momentos posteriores al comienzo de cada tormenta guardan la misma proporción que la existente entre los volúmenes totales de escorrentía directa.

c) La distribución en el tiempo de la escorrentía directa debida a una tormenta dada es independiente de la escorrentía coincidente debida a tormentas anteriores.

Estas propiedades son las de un sistema lineal invariable en el tiempo. Además, se ha encontrado que para cada cuenca de drenaje, existe una cierta tormenta unitaria para la que la forma y duración del hidrograma, no están significativamente afectados por los cambios de la distribución de un cierto volumen de exceso de lluvia, a lo largo del período en que se produce la tormenta. Esto significa que, para todas las tormentas que produzcan exceso de lluvia durante un período más corto que el de la tormenta unitaria, el tiempo que transcurre entre el comienzo de la escorrentía directa y el momento en que el hidrograma alcanza su máximo es, esencialmente, el mismo. Para cuencas de drenaje muy pequeñas, el período de la tormenta unitaria es inferior al tiempo de crecida y, para áreas de drenaje mayores que 2 millas cuadradas, su duración no es mayor que la mitad del período de crecida o que un cuarto del tiempo de respuesta. La tercera propiedad implica que los hidrogramas debidos a sucesivas tormentas unitarias, de diferente intensidad, tienen ordenadas proporcionales y que pueden sumarse; ésto significa matemáticamente que el fenómeno es lineal y que se aplica el principio de superposición (Fig.31).

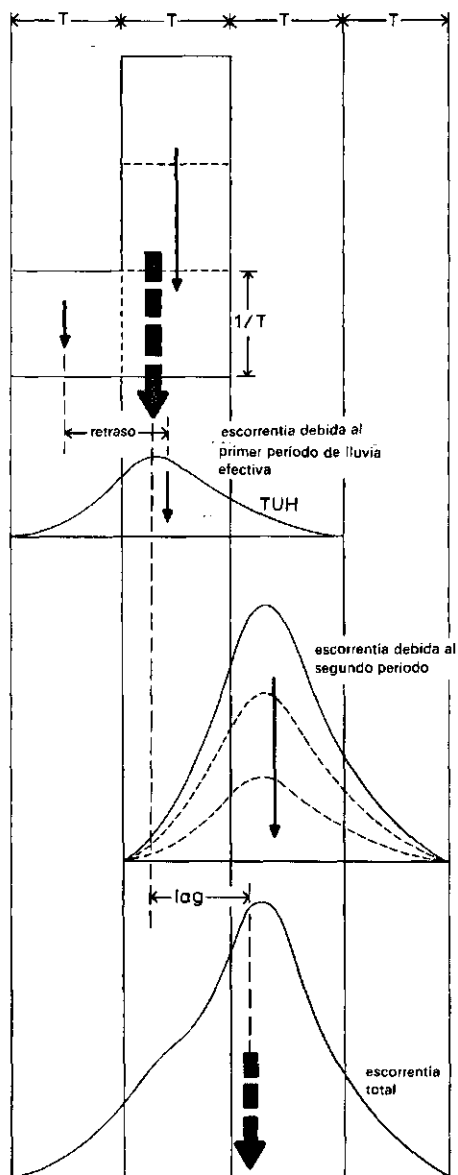


Fig.31. El principio de superposición.

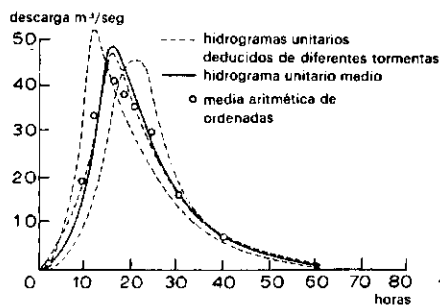
El hidrograma unitario es el hidrograma de escorrentía directa producido por un exceso de lluvia de una pulgada o de un milímetro, uniformemente repartido por toda la cuenca y de una duración igual a, o menor que, la duración de la lluvia unitaria. El método para obtener el diagrama unitario de una cierta cuenca está basado en el análisis simultáneo de:

- Yetogramas continuos de la lluvia en la cuenca; obtenidos por medio de registros tomados en un suficiente número de estaciones en o cerca de la cuenca.
- Hidrograma de esorrentía de la cuenca, obtenido por medio de un continuo aforo hecho en el punto de desagüe de la cuenca y durante un período igual al de los datos de lluvia disponibles.

Del hidrograma de esorrentía se escogen unas cuantas avenidas aisladas causadas por períodos cortos de lluvia. Empleando el método ya explicado, separar el flujo base de estos hidrogramas. Para cada avenida, el área comprendida por debajo del hidrograma de esorrentía directa representa el volumen total de dicha esorrentía directa. Dividiendo este volumen por el área de la cuenca se obtiene la esorrentía directa total expresada en pulgadas o en milímetros. Dividiendo todas las ordenadas del hidrograma por este valor obtenido, se obtiene la forma del diagrama unitario.

Debido a las imprecisiones que los datos básicos llevan consigo, a la no uniforme distribución de las tormentas, y a las diferencias existentes entre las características de la cuenca y la correspondiente a la de la teoría del hidrograma unitario, es de esperar que no sean idénticos los hidrogramas unitarios deducidos de los diferentes períodos de avenida elegidos (Fig.32).

Lo que corrientemente se hace es obtener unos cuantos de estos gráficos y representarlos en unos mismos ejes de coordenadas, moviéndolos de tal forma que sus máximos aproximadamente coincidan en el tiempo. Entonces, se toma como valor máximo del hidrograma unitario la media de los diferentes máximos y el resto de hidrograma se diseña a ojo, teniendo en cuenta que el área comprendida por el hidrograma debe ser igual a la unidad. El tiempo base del hidrograma se toma del valor medio de los diferentes tiempos bases, que vienen dados por la curva de agotamiento de los hidrogramas individuales. Debe hacerse notar que la elección de un tiempo base pequeño llevará a un hidrograma unitario relativamente alto, cosa que no es censurable en la mayoría de los problemas de diseño, ya que se empleará el hidrograma unitario para transformar la tormenta elegida en la avenida que definirá el proyecto.



15.5.2 Obtención de la avenida que definirá el proyecto con la ayuda del hidrograma unitario

La planificación de cualquier estructura hidráulica, canal o embalse de retención, lleva consigo la estimación de la máxima descarga a la que la estructura deberá hacer frente. Si se dispone de hidrogramas dignos de confianza para un largo período de tiempo, se podrán emplear métodos estadísticos para encontrar la máxima descarga correspondiente a un cierto período de retorno. Sin embargo, generalmente, en el caso de que se disponga de hidrogramas, éstos suelen cubrir períodos cortos de tiempo; es corriente poder disponer de datos de lluvia correspondientes a muchos años y procedentes de estaciones situadas dentro del área, o en otros lugares situados dentro de la misma región meteorológicamente homogénea.

El primer paso para obtener la avenida que definirá el proyecto, es el de elegir una tormenta correspondiente de entre los datos de lluvia. La siguiente etapa es estimar el probable volumen total de exceso de lluvia, empleando o bien el método de la infiltración o cualquier método de correlación lluvia-escorrentía. Así se encuentra la distribución en el tiempo del exceso de lluvia en períodos correspondientes a tormentas unitarias, obteniéndose así una sucesión de tormentas unitarias.

Se transforma el hidrograma unitario compuesto disponible en un diagrama de distribución, poniendo en ordenadas los porcentajes de escorrentía total en vez de los valores del caudal (Fig. 33).

Las ordenadas del diagrama de distribución representan, más que caudales de descarga, los volúmenes correspondientes a cada período unitario; es por esta razón por lo que tiene esa forma escalonada. Ahora se pueden aplicar estos

sucesivos porcentajes a los volúmenes de exceso de lluvia correspondientes a cada período unitario y obtener, de esta forma, un número igual de hidrogramas que se solapan. Sumando las ordenadas coincidentes se obtiene el hidrograma de escorrentía directa (Fig.35).

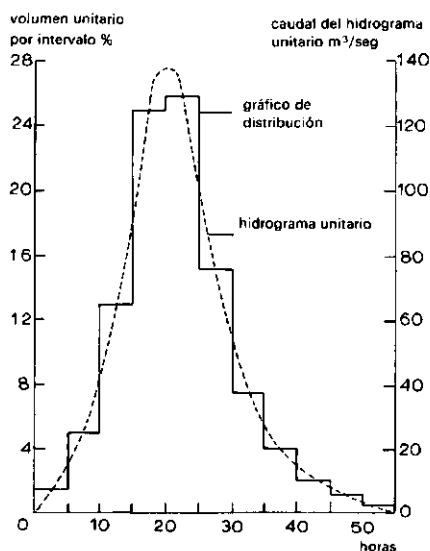


Fig.33. Hidrograma unitario y diagrama de distribución.

Como no siempre está claro qué avenida será la que defina el proyecto al producir la máxima descarga, puede ser necesario aplicar el procedimiento citado a unas cuantas tormentas.

Este cálculo se da a continuación en forma tabular. P_1, P_2, \dots son los volúmenes de exceso de lluvia en los sucesivos períodos unitarios; u_1, u_2, \dots son los porcentajes del diagrama de distribución; Q_1, Q_2, \dots son los volúmenes de descarga que desagüan en cada período unitario.

Se aplica el diagrama de distribución a los n inputs por medio de n filas, tal y como a continuación se expone.

P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	P ₅	P ₆					
u ₁ P ₁	u ₂ P ₁	u ₃ P ₁	u ₄ P ₁	u ₅ P ₁						
	u ₁ P ₂	u ₂ P ₂	u ₃ P ₂	u ₄ P ₂	u ₅ P ₂					
		u ₁ P ₃	u ₂ P ₃	u ₃ P ₃	u ₄ P ₃	u ₅ P ₃				
			u ₁ P ₄	u ₂ P ₄	u ₃ P ₄	u ₄ P ₄	u ₅ P ₄			
				u ₁ P ₅	u ₂ P ₅	u ₃ P ₅	u ₄ P ₅	u ₅ P ₅		
					u ₁ P ₆	u ₂ P ₆	u ₃ P ₆	u ₄ P ₆	u ₅ P ₆	
Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅	Q ₆	Q ₇	Q ₈	Q ₉	Q ₁₀	

por lo que

$$\begin{aligned}
 Q_1 &= u_1 P_1 \\
 Q_2 &= u_2 P_1 + u_1 P_2 \\
 Q_3 &= u_3 P_1 + u_2 P_2 + u_1 P_3 \\
 Q_4 &= u_4 P_1 + u_3 P_2 + u_2 P_3 + u_1 P_4 \\
 Q_5 &= u_5 P_1 + u_4 P_2 + u_3 P_3 + u_2 P_4 + u_1 P_5 \\
 Q_6 &= 0 + u_5 P_2 + u_4 P_3 + u_3 P_4 + u_2 P_5 + u_1 P_6 \\
 Q_7 &= 0 + 0 + u_5 P_3 + u_4 P_4 + u_3 P_5 + u_2 P_6 \\
 Q_8 &= 0 + 0 + 0 + u_5 P_4 + u_4 P_5 + u_3 P_6 \\
 Q_9 &= 0 + 0 + 0 + 0 + u_5 P_5 + u_4 P_6 \\
 Q_{10} &= 0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 + u_5 P_6
 \end{aligned}$$

La expresión general es

$$Q_n = \sum_{i=1}^{i=n} u_i P_{n-(i-1)} = \sum_{i=1}^{i=n} P_i u_{n-(i-1)} \quad (15)$$

La Ec.(15) es la integral de convolución, que se tratará en el Apt.5.3, expresada en forma de sumatorio.

Una vez que por el método citado se haya obtenido el hidrograma de escorrentía superficial, para obtener la avenida que definirá el diseño se deberá añadir el hidrograma de flujo base que sea el más probable. Recíprocamente, cuando se haya calculado el caudal de salida a partir de unas series dadas de lluvia P y de un diagrama de distribución conocido (un hidrograma unitario con las ordenadas expresadas como un porcentaje del volumen total de escorrentía) deduciendo u de la Ec.(15), se podrá calcular el hidrograma unitario a partir de unas series conocidas de datos de P y de Q.

Existen varias soluciones técnicas a emplear que son muy laboriosas si no se dispone de un computador. Un método para la obtención del hidrograma unitario por computador, es el de la matriz inversa:

Se puede considerar la Ec.(15) como el producto de la matriz (P) y el vector (u)

$$(P) \cdot (u) = (Q) \quad (16)$$

Normalmente, en cualquier biblioteca de programas existe el de la solución para una ecuación matricial como la de la Ec.(16). Debe observarse que en la Ec.(15) u está sobredeterminado y que si el sistema de ecuaciones incluido en la Ec.(15) es incompatible (que es lo que siempre sucede con los datos reales), la técnica matricial incluye automáticamente un procedimiento de "ajuste óptimo".

En cuencas hidrológicas mayores, se pueden presentar muchas complicaciones debidas a diferencias importantes en la duración, distribución e intensidad de la lluvia y a las condiciones variables del suelo. Las mayores avenidas frecuentemente serán producidas por el flujo superficial de agua procedente de sólo una parte de la cuenca. Entonces podrá ser necesario emplear un procedimiento que estudie el recorrido de la avenida. El que pueda aplicarse o no el método del hidrograma unitario es una cuestión de criterio en relación con la distribución local de las lluvias intensas.

El movimiento de la tormenta puede también afectar a las proporciones del hidrograma, y este hecho jugará, obviamente, un papel más importante en las cuencas mayores. Como la idea de este capítulo es únicamente dar algunas ideas básicas sobre las que se basan algunas técnicas hidrológicas sencillas, no se extenderá a estudiar los muchos problemas que se presentan en el análisis de cuencas hidrológicas de mayor extensión.

Antes de acabar este apartado, se quiere hacer hincapié en el punto más importante: El estudio de la escorrentía sólo tiene una base correcta si se hace sobre mediciones reales del flujo de agua.

15.5.3 Métodos matemáticos de análisis lineal de sistemas aplicados al método del hidrograma unitario

La discusión del método del hidrograma unitario ha mostrado que un sistema que tenga el exceso precipitación como input y la escorrentía como output, puede ser considerado como un sistema lineal invariable en el tiempo. Este sistema transforma una unidad de volumen input de exceso de lluvia de duración T en un hidrograma unitario de T horas de duración (TUH). La duración T es el factor que determina la forma de hidrograma unitario. Si esta duración disminuye, esto llevará consigo un aumento de la intensidad, lo cual hará al hidrograma unitario más asimétrico (Fig.34). En otras palabras: al disminuir T, el hidrograma unitario se convierte gradualmente en su forma límite, que es la del hidrograma

unitario instantáneo (IUH). Este IUH es el resultado de la entrada de un volumen unitario de una forma instantánea. Para fines prácticos, el TUH para una cierta duración del input T_0 está suficientemente cercano al IUH final. Esta duración T_0 puede ser entonces considerada como el período de la tormenta unitaria.

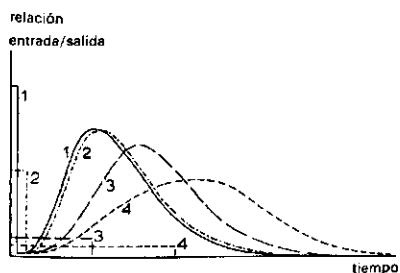


Fig. 34. Forma del hidrograma unitario para las diferentes duraciones del exceso de lluvia.

En el análisis de sistemas lineales, la respuesta de un sistema a un cierto input aplicado instantáneamente y de volumen unidad (impulso unitario), se le denomina como respuesta a un impulso. En consecuencia, el hidrograma unitario instantáneo es la respuesta a un impulso del sistema.

En la aplicación del método del hidrograma unitario descrita en el Apt. 5.2, la distribución temporal del exceso de lluvia se dividió en diferentes intervalos en los que la intensidad del input se mantenía constante para cada intervalo y cuya duración era T_0 ; por ello, el correspondiente T_{0UH} difiere sólo débilmente del IUH. El T_{0UH} también está dividido en intervalos de duración T_0 . Es por esto que el hidrograma de salida de agua de la cuenca, del tipo del de la avenida que define el proyecto (Apt. 5.2), toma la forma de una función escalonada (output "en forma discreta en relación con el tiempo"). Sin embargo, se puede considerar al input como una función continua, que consta de una sucesión de inputs instantáneos infinitesimales de volumen $x(\tau)d\tau$, de intensidad $x(\tau)$ y de duración $d\tau$ (ver Fig. 35).

Si se expresa el IUH en forma de $u(o, t)$, el input $x(\tau) d\tau$ aplicado en el momento τ , contribuye al output y , en el tiempo t , de la forma siguiente:

$$dy(t) = u(o, t - \tau) x(\tau) d\tau$$

En consecuencia, el output y , para tiempo t , debido a una sucesión de inputs $x(\tau) d\tau$, vendrá dado por

$$y(t) = \int_{\tau=0}^{\tau=t} x(\tau) u(0, t - \tau) d\tau$$

La operación llevada a cabo por la integral de la Ec.(17) se conoce como de convolución y es, esencialmente, igual a la composición tabular dada en el Apt.5.2.

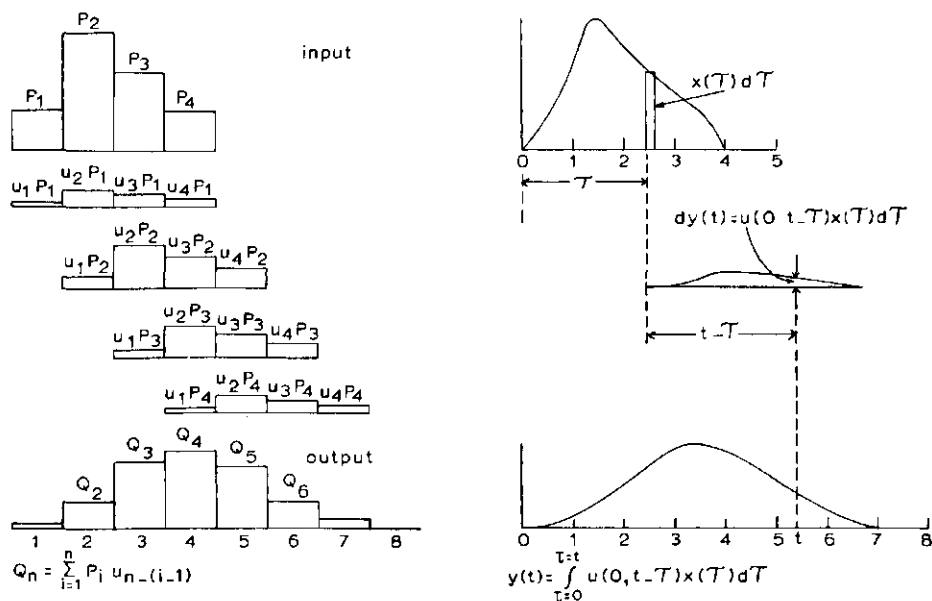


Fig.35. Convolución de IUH.

La integral de convolución permite calcular el output correspondiente a cualquier input siempre que se conozca el IUH. Este IUH puede obtenerse por medios gráficos, tal y como se explicó en el Apt.5.1, o calculando u en la Ec.(15), cosa que puede hacerse, por ejemplo, por medio de la inversión de matrices (ver Apt.5.2). Por medio de ambos métodos se obtienen directamente la forma del hidrograma unitario, a partir de las series reales de datos pertenecientes a los excesos de lluvia y a los correspondientes desagües de la cuenca. Estos métodos son ejemplos típicos de análisis de una "caja negra lineal".

Una tercera posibilidad es el uso de una expresión de IUH preconcebida, basada en algunos conceptos del proceso de escorrentía, como ya se ha discutido en el

Apt.3.4. A partir de los datos reales de los inputs y de los outputs del sistema, se obtienen los valores de los parámetros a incluir en tales modelos conceptuales. Estos modelos se tratarán en el Apt.6, que es el dedicado a Síntesis de Modelos.

Seguindo con la respuesta a impulsos, se suele emplear en el análisis de sistemas lineales otro tipo de respuesta característica; se trata de la curva S. Tal curva representa la respuesta a un input unitario; en otras palabras, la curva S indica el aumento del caudal de desagüe, para su valor unitario final, debido a un input de intensidad constante unitaria

$$S_t = \int_{\tau=0}^{\tau=t} u(o, t - \tau) d\tau \quad (18)$$

donde

$$x(\tau) = 1 \text{ para } \tau > 0.$$

Sustituyendo $t - \tau = \sigma$ y $d\tau = -d\sigma$, se obtiene

$$S_t = - \int_{\sigma=t}^{\sigma=0} u(o, \sigma) d\sigma = \int_{\sigma=0}^{\sigma=t} u(o, \sigma) d\sigma \quad (19)$$

Una curva S que comience al tiempo T puede venir expresada por

$$S_{t-T} = \int_{\sigma=0}^{\sigma=t-T} u(o, \sigma) d\sigma \quad (20)$$

De aquí se sigue que un input de duración T e intensidad $1/T$ dará lugar a un TUIH que será

$$u(T, t) = \frac{1}{T} \left\{ \int_0^t u(o, \sigma) d\sigma - \int_0^{t-T} u(o, \sigma) d\sigma \right\} = \frac{1}{T} (S_t - S_{t-T}) \quad (21)$$

$$= \frac{1}{T} \int_{t-T}^t u(o, \sigma) d\sigma \quad (22)$$

(válido para $t > T$. Para $t < T$, el límite inferior se hace 0).

Es por ésto por lo que el T_{UH} se obtiene restando dos curvas S: una que comienza en $t = 0$ y la otra cuyo punto inicial es para $t = T$ (ver Fig.37). Es necesario la introducción del factor $1/T$ para mantener un volumen unitario.

También se deduce de la Ec.(22) que la ordenada de un T_{UH} para cualquier momento, viene dada por la ordenada del I_{UH} para un período de T horas antes del momento considerado.

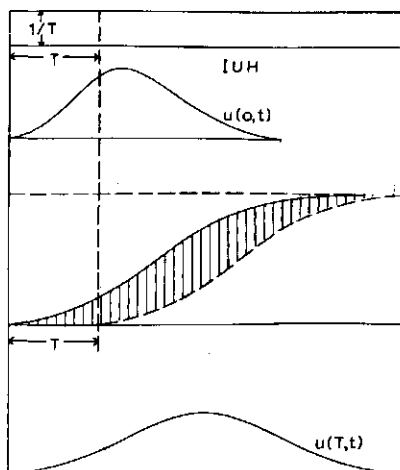


Fig.36. Determinación de T_{UH} por resta de dos curvas S; una que comienza en $t=0$ y la otra en $t=T$.

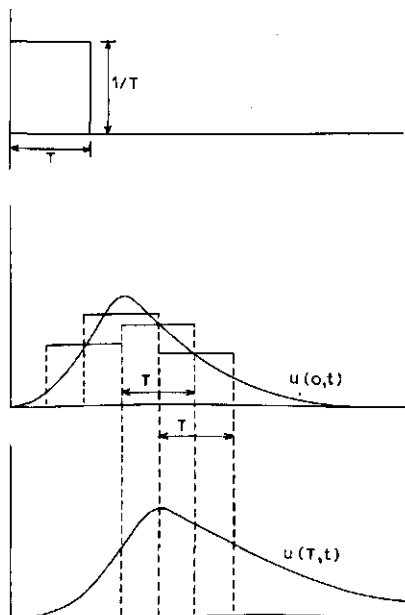


Fig.37. Construcción gráfica de un T_{UH} a partir de un I_{UH}.

El caudal punta Q_p es la ordenada media del intervalo de una hora con mayor ordenada posible (en el IUH) y se presenta para el tiempo t_p y al final del citado intervalo (ver Fig.37). Para un valor de T pequeño, el intervalo es estrecho y centrado en el máximo del IUH.

Ampliando el período a $2T$, sólo se consigue una ligera disminución de la ordenada media, que es el valor punta de $u(T, t)$. En este ejemplo (Fig.38), se podría tomar $2T$ como el período de una tormenta unitaria ya que el valor máximo de $u(2T, t)$ es prácticamente el mismo que el máximo de $u(T, t)$.

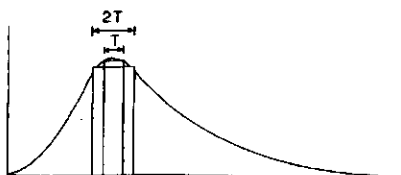


Fig.38. Efecto de T sobre el valor máximo.

15.6 Síntesis de modelos

Una idea básica del sistema de escorrentía puede conducir a la síntesis de un modelo para conocer el funcionamiento del mismo. En la historia de la hidrología se han desarrollado un gran número de modelos precipitación-escorrentía. La cuenca de drenaje transforma el exceso de lluvia en desagüe. Esta transformación implica un retraso y atenuación de la distribución temporal del exceso de lluvia antes de que se convierta en el hidrograma de descarga. La Fig.11 muestra el retraso y la atenuación que se producen en un recipiente de retención. En este caso prevalece la atenuación, aunque también se produce retraso. Se empleó el movimiento de una ola monoclinal (ver Fig.8) para ilustrar cómo avanza el frente de onda en un canal. Este movimiento daba lugar a retraso, pero no atenuación y se encontró que el tiempo empleado en el recorrido estaba relacionado con la relación existente entre el almacenamiento y la descarga, para valores superiores a ciertos valores iniciales. Al revisar los diferentes métodos para el estudio del recorrido seguido por la escorrentía, se pueden distinguir tres métodos:

- el método del depósito de agua (Apt.6.1)
- el método de traslación (Apt.6.2)
- método combinación de los dos anteriores (ver Apt.6.3)

15.6.1 Método del depósito de agua

Al describir los caminos que siguen el flujo superficial y el subsuperficial, se deben considerar las diferentes formas de almacenamiento por las que debe pasar el flujo de agua hasta llegar al punto de desagüe; la escorrentía superficial pasa por la retención superficial y por el almacenamiento en los cauces de agua; el otro componente de la escorrentía directa, el flujo hipodérmico de agua, debe, además, pasar por una fase del almacenamiento en las capas superficiales del suelo.

J.M. LYSHEDE (1955), indicó el "efecto de almacenamiento" y describió el hidrograma como una suma de funciones exponenciales que podría ser la forma de expresar los recipientes lineales. Sin embargo, estableció que "cualquier curva puede describirse bastante correctamente como una suma de varias funciones exponenciales" y que, por tanto, no se debería sobrevalorar el significado físico de la estructura del modelo. En un recipiente que funciona linealmente, el caudal de salida de agua es proporcional a la cantidad almacenada en él.

$$S = kQ \quad (23)$$

Considérese en primer lugar el IUH de tal recipiente. Este viene definido como la reacción en el caudal de salida debida a un input instantáneo de volumen unitario, $S = 1$ para $t = 0$. Para $t > 0$, el recipiente se vaciará siguiendo la ecuación

$$Q(t) = - \frac{dS(t)}{dt} = \frac{1}{k} S(t) \quad (24)$$

De donde se deduce

$$\frac{dS(t)}{S(t)} = - \frac{1}{k} dt \quad (25)$$

La solución general de esta ecuación diferencial es

$$\ln S(t) = - t/k + C \quad (26)$$

Para las condiciones iniciales se cumple

$$S(t) = 1 \quad \text{para} \quad t = 0$$

y como $\ln 1 = 0$, se deduce que $C = 0$. Por tanto

$$S(t) = e^{-t/k} \quad (27)$$

$$Q(t) = \frac{1}{k} e^{-t/k} \quad (28)$$

Como el input es de volumen unitario e instantáneo, se sigue que

$$u(0, t) = Q(t) = \frac{1}{k} e^{-t/k} \quad (29)$$

En un depósito de agua de comportamiento lineal, la curva S viene dada por el desagüe correspondiente a un input unitario. Este es un input de intensidad unitaria y duración infinita que comienza en $t = 0$.

$$S_t = \int_0^t u(0, \sigma) d\sigma \quad \text{o} \quad u(0, t) = \frac{dS}{dt} \quad (30)$$

$$S_t = \int_0^t \frac{1}{k} e^{-\sigma/k} d\sigma = \left[-e^{-\sigma/k} \right]_0^t = -e^{-t/k} + 1$$

$$S_t = (1 - e^{-t/k}) \quad (31)$$

El TUH de un depósito de comportamiento lineal viene definido por el desagüe causado por un input de duración T e intensidad $1/T$.

$$u(T, t) = \frac{1}{T} \int_{t-T}^t u(0, \sigma) d\sigma \quad (32)$$

$$= \frac{1}{T} (-e^{-t/k} + e^{-\frac{t-T}{k}})$$

$$= \frac{1}{T} (e^{T/k} - 1) e^{-t/k} \quad (33)$$

Para un caudal de entrada constante P_1 desde $t = 0$ hasta $t = 1$, el caudal de salida será igual a (ver Ec.31)

$$Q_1 = P_1 (1 - e^{-1/k})$$

Este es el resultado de la convolución P_1 con el IUH.

Si el caudal de entrada constante entre $t = 1$ y $t = 2$ es P_2 , la convolución de P_2 con el IUH será igual a

$$Q'_2 = P_2 (1 - e^{-1/k})$$

Pero para $t = 2$, todavía hay desagüe correspondiente al primer período del caudal de entrada P_1 . De la Ec.(33), para $t = 2$, $T = 1$ y un caudal de entrada P_1 en vez de $1/T$, se podrá encontrar esta contribución Q''_2 al caudal total de salida Q_2

$$\begin{aligned} Q''_2 &= P_1 (e^{1/k} - 1) e^{-2/k} \\ &= P_1 (1 - e^{-1/k}) e^{-1/k} \\ &= Q_1 e^{-1/k} \end{aligned} \quad (34)$$

Y por tanto

$$Q_2 = Q'_2 + Q''_2 = Q_1 e^{-1/k} + P_2 (1 - e^{-1/k}) \quad (35)$$

Así, para un almacenamiento único y de comportamiento lineal tipificado por su factor de proporcionalidad k , el caudal de desagüe al final de un intervalo puede obtenerse por medio del caudal de desagüe al final del anterior intervalo y del caudal de entrada durante el período en consideración.

En general

$$Q_t = Q_{t-1} e^{-1/k} + P_t (1 - e^{-1/k}) \quad (36)$$

El tiempo de retraso del IUH de un almacenamiento de tipo lineal, puede determinarse calculando el primer momento respecto del origen, que da el centroide del área.

$$\begin{aligned}
 \text{retraso} &= \frac{\int_0^{\infty} \frac{1}{k} t e^{-t/k} dt}{\int_0^{\infty} \frac{1}{k} e^{-t/k} dt} = -k \frac{\int_0^{\infty} t d e^{-t/k}}{\int_0^{\infty} e^{-t/k} dt} \\
 &= -k \frac{\left[t e^{-t/k} \right]_0^{\infty} - \int_0^{\infty} e^{-t/k} dt}{\int_0^{\infty} e^{-t/k} dt} \\
 &= -k \frac{0 - \int_0^{\infty} e^{-t/k} dt}{\int_0^{\infty} e^{-t/k} dt} = -k \frac{0 - 1}{1} = k
 \end{aligned} \tag{37}$$

Se puede demostrar que, en un recipiente de comportamiento lineal, la distancia en el tiempo entre los centros de las áreas representando en función del tiempo el exceso de lluvia y el hidrograma de desagüe, debe ser siempre igual a k , que es el factor de proporcionalidad del recipiente. De aquí se sigue que el retraso correspondiente a una serie de n recipientes será igual a nk (ver también la Fig. 31).

En 1956, SUGAWARA y MARUYAMA presentaron un modelo hidráulico compuesto por cilindros de cristal que se vaciaban ellos mismos por medio de tubos capilares. Con estos recipientes lineales, dispuestos en serie y en paralelo, imitaron los efectos del sistema de receptáculos existentes en la cuenca de drenaje. Para dos recipientes diferentes instalados en serie, el IUH instantáneo del primero de ellos constituye el input del segundo; por ésto, el IUH del modelo total puede obtenerse de la siguiente forma

$$u(0, t) = \int_{\tau=0}^{\tau=t} \frac{1}{k_1} e^{-\tau/k_1} \frac{1}{k_1} e^{-\frac{t-\tau}{k_2}} d\tau \tag{38}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{k_1 k_2} e^{-t/k_2} \int_{\tau=0}^{\tau=t} e^{\frac{k_1-k_2}{k_1 k_2} \tau} d\tau = \frac{1}{k_1-k_2} e^{-t/k_2} \left[e^{t \frac{k_1-k_2}{k_1 k_2}} - 1 \right] \\
 &= \frac{1}{k_1-k_2} \left[e^{-t/k_1} - e^{-t/k_2} \right] \tag{39}
 \end{aligned}$$

La expresión del IUH muestra que la secuencia de dos operaciones sucesivas no afecta al resultado; en la Ec.(39) se pueden intercambiar k_1 y k_2 .

Si los dos depósitos son iguales, el IUH será

$$\begin{aligned} u(0,t) &= \int_{\tau=0}^{\tau=t} \frac{1}{k} e^{-\tau/k} \frac{1}{k} e^{-\frac{t-\tau}{k}} d\tau \\ &= \frac{1}{k^2} t e^{-t/k} \end{aligned} \quad (40)$$

Una serie de tres depósitos iguales tendrá un IUH

$$u(0,t) = \frac{t^2}{k^3} \frac{1}{2} e^{-t/k} \quad (41)$$

NASH (1958), por medio de una deducción más directa y elegante encontró que para una serie (cascada) de n recipientes iguales, se cumple que

$$u(0,t) = \frac{t^{n-1}}{k^n} \frac{1}{(n-1)!} e^{-t/k} = \frac{1}{k \Gamma(n)} e^{-t/k} \left(\frac{t}{k}\right)^{n-1} \quad (42)$$

donde

$$\Gamma(n) = (n-1)! \quad \text{para valores enteros de } n.$$

Esta es la expresión de NASH para el valor del IUH de una cuenca de drenaje. Por analogía con la Ec.(30),

$$u(0,t) = \frac{dS}{dt}$$

El TUH expresado en forma de diferencias finitas es

$$u(T,t) = \frac{S_t - S_{t-T}}{T} = \frac{1}{T} S_t - \frac{1}{T} S_{t-T}$$

En otras palabras, el TUH puede obtenerse por medio de una convolución correspondiente a un input de duración infinita e intensidad $1/T$, que comienza en $t = 0$ con

el hidrograma unitario $u(o, t)$, y restándole el resultado de una convolución semejante donde el input comienza a tener lugar cuando $t = T$ (Fig.37).

$$u(T, t) = \frac{1}{T} \left(\int_0^t u(o, \sigma) d\sigma - \int_0^{t-T} u(o, \sigma) d\sigma \right) = \frac{1}{T} (S_t - S_{t-T})$$

Obsérvese que

$$u(T, t) = \frac{1}{T} \frac{1}{\Gamma(n)} \left[\int_0^{t/k} e^{-\sigma/k} (\sigma/k)^{n-1} d(\sigma/k) - \int_0^{\frac{t-T}{k}} e^{-\sigma/k} (\sigma/k)^{n-1} d(\sigma/k) \right]$$

$$u(T, t) = \frac{1}{T} \left[I(n, t/k) - I(n, \frac{t-T}{k}) \right] \quad (43)$$

$I(n, t/k)$ es la función gamma incompleta de orden n para t/k . Estas funciones gamma incompletas están tabuladas (Tablas de PEARSON de Funciones Gamma Incompletas). Aplicando la teoría de momentos estadísticos a esta distribución gamma (distribución de POISSON), NASH consiguió correlacionar empíricamente n y k con las características físicas de la cuenca de drenaje

$$\text{retraso} = nk = 20 L^{0,3} EA^{-0,33} \text{ hr} \quad (44)$$

donde

EA = pendiente uniforme equivalente (ver Fig.6) expresada en tanto por 10.000

L = longitud del cauce principal (en km)

El número de almacenamientos n es

$$n = \frac{L^{0,1}}{0,41} \quad (45)$$

El tiempo de retraso del IUH de una serie de n recipientes iguales de comportamiento lineal se obtiene calculando el centro del área del IUH, y el primer momento con relación al origen, que es igual a nk (comparar con la Ec.(37). El segundo momento con relación a este centro del área (varianza de IUH) será igual a nk^2 .

15.6.2 Método de traslación (método racional)

Según DOOGE (1959), fue MULVANEY quien en 1851 propuso por primera vez el método conocido como el método racional. Está basado en el supuesto de que el efecto de la lluvia caída en la parte más lejana de la cuenca necesita un cierto tiempo para llegar al punto de desagüe, llamado tiempo de concentración T_c . Este tiempo de concentración puede calcularse bien por correlaciones entre las características de la cuenca o bien por medio de medidas del tiempo empleado por el flujo de agua en sucesivos tramos "a cauce lleno" del cauce principal. Además, se supone que se produce un exceso de lluvia de intensidad constante CP , uniformemente repartida por toda el área A , siendo C un coeficiente de escorrentía. Si este caudal del input, que viene representado por una función escalonada, continúa hasta que haya transcurrido el tiempo de concentración T_c , el exceso de lluvia que cayó en el punto más lejano de la cuenca comenzará a desagüar por el punto de salida de la cuenca; en ese momento, el caudal de desagüe habrá alcanzado su definitivo y máximo valor, $Q = CPA$.

Si se decide que el caudal Q que definirá el proyecto puede ser superado, como media, una vez en N años, se podrán emplear o fórmulas de intensidad de la lluvia/duración o gráficos para encontrar la intensidad media de la precipitación P con una duración T_c , que satisfaga las condiciones del período de retorno escogido (Fig.39). Uno de los puntos más flojos de este método surge cuando se considera el aumento del caudal Q a lo largo del tiempo T_c hasta alcanzar su valor final $Q = CPA$. Este acrecentamiento puede venir representado por una curva S en la que la ordenadas ha sido multiplicadas por CPA . La forma de esta curva viene determinada por la topografía y la geometría de la cuenca.

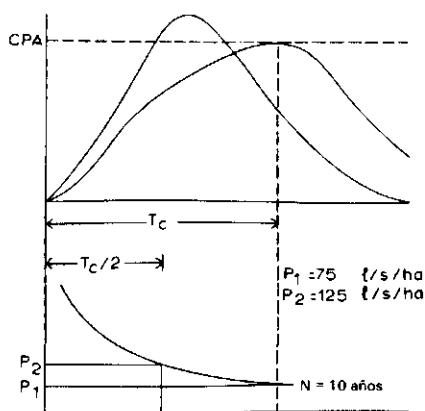


Fig. 39. Método racional.

La Fig.39 muestra que los hidrogramas de tiempos de concentración T_c y $\frac{1}{2}T_c$ están producidos por intensidades de lluvia con la misma probabilidad $1/N$. En este ejemplo, evidentemente, la intensidad media de la lluvia P_2 con el mismo intervalo de recurrencia de N años pero con un período $\frac{1}{2}T_c$, producirá un caudal de desagüe muy superior al procedente de la lluvia de intensidad P_1 , durante un período T_c . Con el fin de obtener el caudal máximo, se prueba un número de períodos finitos de TUH y sus ordenadas se multiplican por los apropiados valores de la intensidad de la lluvia, obtenidos a partir de la curva intensidad de lluvia/duración (Fig.39). Ciertamente, este método supone una gran mejora sobre el método racional. El método racional modificado, o método de tiempo-área, puede ser considerado como el siguiente escalón en el método de traslación (Fig.40).

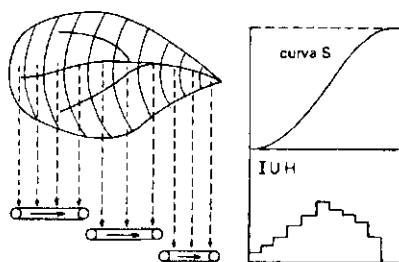


Fig.40. Método racional modificado.

Empleando las características hidráulicas del sistema de canales "a cauce lleno", se pueden determinar los tiempos parciales en el recorrido hasta el punto de desagüe y trazar isolíneas correspondientes a iguales intervalos de tiempo. Si se supone que en toda la cuenca tiene lugar, de forma simultánea, un exceso de lluvia unitario, el exceso de lluvia correspondiente al área elemental comprendida entre las isolíneas t y $t + 1$, llegará a la salida entre los tiempos t y $t + 1$ y vendrá representado por la correspondiente parte de hidrograma instantáneo situado en este intervalo. Este hidrograma puede llamarse diagrama o curva tiempo-área.

Dividiendo todas las ordenadas por el número de unidades superficiales A , se obtendrá el IUH de acuerdo con el método racional modificado. Por supuesto, este método no está limitado a un input constante a lo largo del período crítico, sino que cualquier tormenta de diseño puede ser transformada en un hidrograma de salida de agua. La topografía de la cuenca puede indicar un cierto tipo de distribución espacial tal que, en vez de una lluvia uniforme, haya que considerarla como crítica. En este caso, las áreas elementales comprendidas entre las

isolíneas deben ser, por lo tanto, ponderadas y ésto llevará a la elaboración de un diagrama tiempo-área ajustado a la variación de la intensidad de la lluvia a lo largo de la cuenca. El tiempo de respuesta de este modelo de traslación lineal vendrá dado por la distancia en tiempo entre el origen y el centro del diagrama tiempo-área.

Hay que hacer notar que en esta discusión de modelos de escorrentía con elementos lineales, tanto en el método racional como en el modificado del anterior, se supone que la traslación del exceso de lluvia tiene lugar por un sistema de cauces de comportamiento lineal (una onda moviéndose por un canal lineal solamente se "traslada", pero no se atenúa). En estos canales, los tiempos empleados en el recorrido son independientes de los caudales de descarga. Se puede representar el sistema de canales como un sistema de cintas transportadoras, cada una de las cuales se mueve con una velocidad propia constante e independiente del peso que transporta. Para simplificar todavía más la idea, el sistema de cintas transportadoras puede ser sustituido por una única cinta transportadora instalada a lo largo del cauce principal. Cada área elemental situada entre dos isolíneas descarga su peso de exceso de lluvia en la cinta en el punto donde ésta corta al área elemental en consideración.

La traslación local sobre la cinta es más lenta cuando las isolíneas están más juntas entre sí y, por tanto, se podrán producir "congestiones" y almacenamientos en estos puntos de la misma. Volviendo al proceso de escorrentía, ésto significaría que se producirá más almacenamiento en aquellas regiones en las que la velocidad de propagación es relativamente baja. Esto parece lógico pero, sin embargo, debe añadirse que el supuesto de que la velocidad constante independiente del caudal de descarga no es cierto en la mayoría de los casos, ya que generalmente uno aumenta al aumentar la otra.

NASH (1958), aplicó el método racional modificado a unas cuantas cuencas de drenaje de donde se disponía de datos reales sobre la distribución en el tiempo del exceso de lluvia y de los caudales de desagüe. Se encontró que había una sobrevaloración grande de los caudales puntas al comparar los hidrogramas calculados y los reales.

15.6.3 El método combinado

En una serie de artículos, ZOCH (1934, 1936, 1937) presentó un modelo de escorrentía consistente en un almacenamiento de comportamiento lineal en el que el diagrama del input representando el exceso de lluvia en función del tiempo sería rectangular. También presentó soluciones para los casos en que los inputs podrían representarse por diagramas con forma triangular o elíptica.

Se pueden considerar estos inputs como el efecto de traslación en cuencas concretas (de forma y topografía apropiadas) en una lluvia que produce exceso instantáneamente. En este caso, los diagramas de input representan las respectivas curvas tiempo-área.

También CLARK (1954) empleó la misma idea y presentó un IUH obtenido siguiendo el recorrido de la curva tiempo-área a través de un único almacenamiento lineal. En primer lugar, calculó los tiempos de traslación y, a continuación, trazó las isólineas del tiempo para así encontrar la curva tiempo-área. Generalmente, se puede aproximar esta curva a un histograma (Fig.41) y, entonces, se puede seguir el recorrido de los sucesivos caudales del diagrama a través del almacenamiento de comportamiento lineal empleando la Ec.(36).

O'KELLY (1955) concluyó a partir de su estudio de unas cuantas cuencas de drenaje de Irlanda, que el efecto de suavizado del almacenamiento sobre la curva tiempo-área era tan grande que se podía sustituir esta última por un triángulo isósceles sin que por ello existiese una pérdida de precisión. La base de este triángulo era el tiempo de concentración T_c y el área representada era la correspondiente a un input unitario. O'KELLY siguió el recorrido de este input a través del almacenamiento lineal para así encontrar el IUH.

DOOGE (1959) presentó una teoría general para el modelo lineal de escorrentía. Está basado sobre el supuesto de que el efecto compuesto de almacenamiento y traslación en una cuenca de drenaje de comportamiento lineal, puede venir representado por la transformación llevada a cabo por una cascada de canales lineales que unen a los diferentes elementos, iguales entre sí, de almacenamiento lineal. El exceso de lluvia procedente de las áreas comprendidas entre dos isólineas consecutivas va a esta cascada y posteriormente recorre las longitudes particulares del canal lineal y el correspondiente número de almacenamientos. DOOGE demostró que los métodos de CLARK y de NASH eran casos particulares de su modelo general. Obsérvese que la curva de concentración tiempo-área de DOOGE representa los

efectos de traslación que incluyen el retraso en tiempo debido al almacenamiento que puede tener lugar por posibles desbordamientos de los cauces, mientras que el método clásico de calcular tiempos de recorrido hasta el punto de desagüe, estaba basado en el supuesto de que los cauces iban llenos pero sin desbordarse.

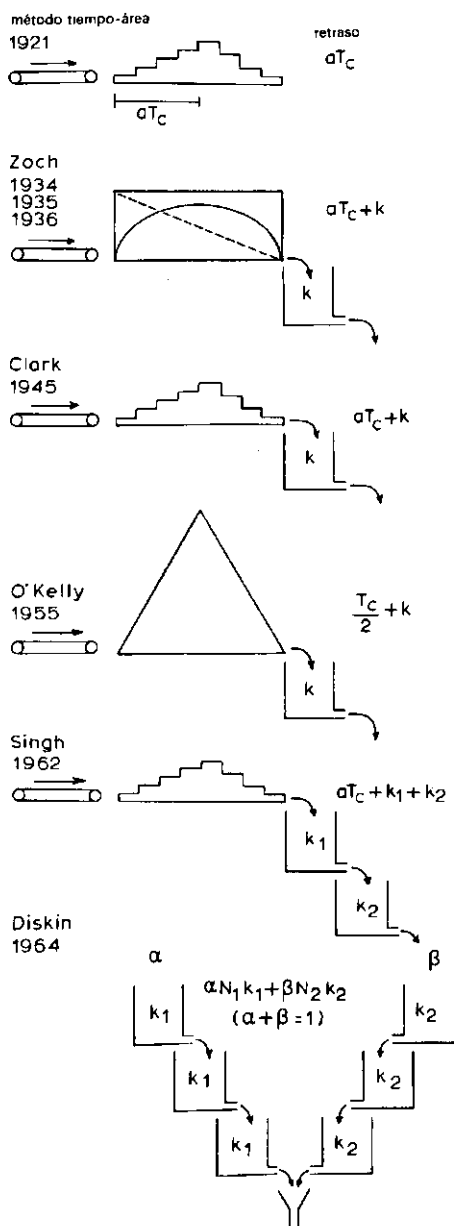


Fig.41. Modelos combinando la traslación y almacenamiento.

SINGH (1964), presentó un modelo donde la curva tiempo-área es llevada a través de dos almacenamientos lineales, representando así los efectos del flujo de agua por la superficie del área y del flujo de agua en los cauces. El segundo parámetro de almacenamiento k_2 y el tiempo de concentración T_c varían con el "exceso de lluvia instantánea equivalente"; se denomina así a la relación entre la descarga máxima reconstruida y la ordenada máxima de IUH empleada en la reconstrucción del hidrograma de descarga. Como esta relación define el IUH, es un procedimiento por tanteo que introduce un elemento no lineal en el modelo.

VEN TE CHOW (1964), revisó éste y otros modelos. LAURESON (1962), discutió unos cuantos modelos de escorrentía y puso especial atención en el hecho de que la separación entre traslación y atenuación es ficticia ya que cualquier tipo de almacenamiento da lugar a ambas. Existe un error de base al aplicar el concepto de tiempo de recorrido a un "descenso de agua" ya que la verdadera consecuencia, o tiempo de respuesta (retraso), es el tiempo que un elemento de exceso de lluvia necesita para llegar hasta el punto de desagüe. También estudió LAURESON la consecuencia de las no linealidades existentes en la relación entre el exceso de lluvia y la descarga de una cuenca de drenaje.

15.7 Trabajos hechos sobre el tema en Holanda

En Holanda, país con topografía llana, suelos profundos y lluvias de larga duración e intensidad baja, no es corriente que en las cuencas de drenaje naturales se produzca escorrentía superficial. Es por esto por lo que se dió principalmente importancia al hidrograma de flujo subsuperficial de agua. Se dió poca importancia a la teoría del hidrograma unitario ya que, en estudios del hidrograma unitario para fines prácticos, se ha explícitamente excluido el flujo subsuperficial de agua.

Para obtener las normas que expresasen la relación entre la lluvia y la escorrentía subsuperficial, se hicieron trabajos encaminados a encontrar las expresiones matemáticas del sistema del flujo de agua. Considerando que en este país se depositó el subsuelo en capas horizontales y el hecho de que es frecuente encontrar

drenes paralelos instalados, se supuso que el modelo linealizado dimensional de DUPUIT-FORCHHEIMER daría una aproximación razonable (Cap.6, Vol.I).

$$\left. \begin{aligned} q &= -KD \frac{\partial h}{\partial x} \\ R &= \mu \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} \end{aligned} \right\} \mu \frac{\partial h}{\partial t} = R + KD \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \quad (47)$$

donde

h = la elevación del nivel freático

μ = la porosidad efectiva

R = la recarga de la capa de agua por unidad de superficie

KD = la transmisividad

De acuerdo con este modelo, el flujo de agua hacia los drenes en régimen variable es semejante al flujo de calor unidimensional y, siguiendo el ejemplo de BOUSSINESQ, se han ya desarrollado unas cuantas técnicas matemáticas sobre este tema aplicadas con utilidad al estudio del flujo subsuperficial de agua.

Al emplear la clasificación sugerida por AMOROCHO y HART (1964), podría decirse que el estudio de la escurrentía subsuperficial pertenece a la hidrología física, ya que con él se pretende dar una descripción cuantitativa del sistema hidrológico natural basada en las leyes de la hidrodinámica.

Obsérvese que el modelo de flujo subsuperficial de agua es sencillo si se compara con cualquier otro que describa, con un razonable grado de precisión, el complicado proceso de la escurrentía directa. El proceso completo de la escurrentía es un sistema constituido por procesos parciales interconectados por medio de complicadas interacciones para el que todavía no se es capaz de hacer una descripción cuantitativa completa. Por tanto, si se emplea al proceso completo de escurrentía este modelo de carácter difusor, se entrará dentro del campo de los métodos para el estudio de sistemas en hidrología, que recibe el nombre de hidrología paramétrica; la única finalidad de la misma es encontrar una relación entre los inputs y los outputs del sistema que pueda posteriormente emplearse para reconstruir acontecimientos pasados o predecir los futuros (ver Apt.15.3).

Hasta ahora, los hidrólogos holandeses han sido reacios a no utilizar la fidedigna base de la hidrología física: su intención es extender las soluciones obtenidas a partir de modelos simplificados a situaciones hidrológicas muy diferentes a las de sus modelos básicos. Podría parecer que en este "proceso de ajuste", en el que se incluye la síntesis de modelos y el análisis de sistemas, se emplea una cierta cantidad de juicio subjetivo, basado en el conocimiento cualitativo y semi-cuantitativo del papel que juegan un cierto número de complicados factores. El principal objetivo de la investigación hidrológica en este país ha sido la mejora de este conocimiento hecha por medio de estudios realizados sobre casos reales o en modelos.

El método original del hidrograma unitario pertenece, claramente, al dominio de la hidrología paramétrica y, además, únicamente considera la escorrentía directa, prestando muy poca atención al flujo subsuperficial de agua. Es por esto por lo que inicialmente se desatendieron las deducciones teóricas llevadas a cabo por NASH, DOOGE, O'DONELL y otros; sin embargo, se descubrió que los supuestos básicos de linealidad y de invariabilidad sobre los que está basado el método del hidrograma unitario, están en concordancia total con la naturaleza de los simplificados supuestos aceptados para encontrar soluciones analíticas que describan el flujo subsuperficial de agua.

Al hacer este descubrimiento, se encontró que los conceptos desarrollados en hidrología física subsuperficial también juegan papeles importantes en la hidrología paramétrica. Y surge el hecho de que estos conceptos y resultados que habían sido sistemáticamente desarrollados en hidrología paramétrica, también podrían ser empleados con utilidad en el estudio del flujo subsuperficial de agua procedente de los polders y de cuencas naturales de drenaje.

KRAIJENHOFF (1966), revisó unos cuantos modelos holandeses para los estudios de precipitación-escorrentía y presentó su estructura en términos de hidrología paramétrica. Los apartados siguientes están dedicados a esta revisión.

15.7.1 El modelo de Edelman

EDELMAN (1947) desarrolló ecuaciones para el flujo superficial bidimensional de agua hacia un canal, procedente de la capa de agua existente en una franja de terreno de extensión infinita; en ellas, se especifican las variaciones del nivel del agua o de los caudales de evacuación (Fig.42a). Él observó que el supuesto aproximado de una transmisividad constante en el espesor de la capa de

agua en el suelo, da lugar a variaciones del nivel del agua en el canal para que el efecto del flujo subsuperficial de agua (calculado), sea el mismo que el de las correspondientes lluvia y evaporación (que también causan variaciones en el nivel de la capa de agua del suelo) y, así, mantener el mismo nivel del agua en el canal.

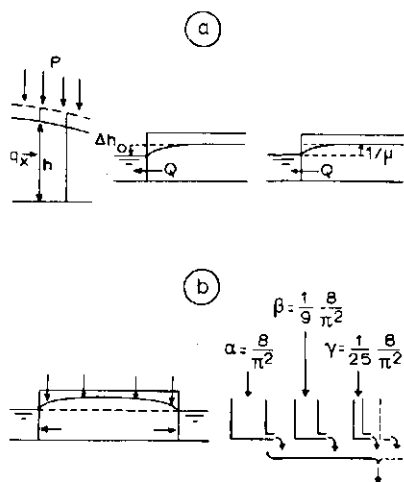


Fig.42. Modelos para el estudio de la escorrentía subsuperficial en régimen variable: a) EDELMAN b) KRAIJENHOFF (1958, 1966).

Aunque EDELMAN empleó repetidamente el principio de superposición en su modelo linealizado, él obtuvo a partir de esta ecuación soluciones analíticas particulares para descensos instantáneos y graduales del nivel del agua en el canal. Empleando la integral de convolución, se puede obtener de una forma sencilla la solución a éstos casos partiendo de la idea inicial. Esto se mostrará en la aplicación que a continuación se hace de los conceptos de modelos lineales al flujo subsuperficial de agua hacia un canal cuyo nivel del agua es fijo; el flujo de agua viene producido por la percolación del agua de lluvia hasta la capa freática.

La ecuación de EDELMAN para flujo unilateral de agua, por unidad de longitud del canal, que describe un descenso instantáneo Δh_0 del nivel del agua en el canal es:

$$Q(t) = \Delta h_0 \frac{1}{\sqrt{\pi}} \sqrt{KD\mu} t^{-\frac{1}{2}} \quad (\Delta h_0 \ll D)$$

Un aporte instantáneo de una altura unitaria de agua de percolación, produce un ascenso de la capa de agua en el suelo de $1/\mu$. El flujo de agua resultante, por unidad de longitud del cauce, es

$$u(0, t) = \frac{1}{\sqrt{\pi}} \sqrt{\frac{KD}{\mu}} t^{-\frac{1}{2}}$$

Para encontrar la expresión que da el aumento del flujo subsuperficial de agua, debido a un input de intensidad R constante de percolación de agua a la capa freática, se puede emplear la integral de convolución.

$$Q(t) = - \int_{\tau=0}^{\tau=t} \frac{R}{\sqrt{\pi}} \sqrt{\frac{KD}{\mu}} (t-\tau)^{-\frac{1}{2}} d(t-\tau) = R \frac{2}{\sqrt{\pi}} \sqrt{\frac{KD}{\mu}} t^{\frac{1}{2}} \quad (48)$$

Para aplicar esta ecuación al flujo de agua de una cuenca de drenaje, es necesario considerar el procedente de ambos lados del canal; ésto significa multiplicarlo por un factor igual a 2. Se debe tener en cuenta el hecho de que una longitud unitaria de cauce de una cuenca de drenaje, sólo drena una franja de terreno de anchura limitada. La longitud media de estas franjas es el recíproco de la densidad del drenaje $L = A/\Sigma l$, donde

A = el área de la cuenca

Σl = la longitud total de los cauces existentes en la misma.

El flujo de agua hacia el sistema de cauces de agua, expresada como caudal por unidad de área, es

$$Q_t = \frac{4}{\sqrt{\pi}} R \sqrt{\frac{KD}{\mu L^2}} t \quad (49)$$

Como la ecuación de EDELMAN sobre la que ésta última expresión se basa está obtenida para el flujo de agua procedente de una franja infinita de terreno, ésta fórmula sólo es válida en tanto en cuanto el flujo de agua hacia el cauce no esté influido por la presencia de otros cauces en el sistema. Para un sistema de cauces paralelos y equidistantes, esta influencia puede ser despreciada para un

período comprendido entre el comienzo de la percolación a la capa de agua horizontal presente en el suelo y el indicado por la expresión siguiente (Fig.43):

$$j = \frac{1}{\pi^2} \frac{\mu L^2}{KD} \quad (50)$$

En este coeficiente j se incluyen todos los factores que determinan la naturaleza del suelo y la densidad de la red de drenaje tipificando, de esta forma, la situación del drenaje (KRAIJENHOFF, 1958). En la Fig.43, la Ec.(a) es idéntica a la Ec.(49) y la Ec.(8) representa la descarga de agua procedente de una franja de terreno que tiene una anchura limitada entre dos cauces paralelos (a discutir en el próximo apartado).

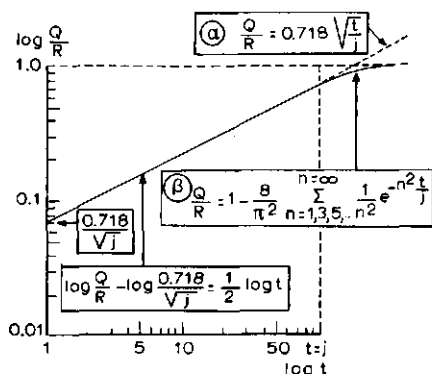


Fig.43. Incrementos del caudal de descarga producidos por: a) una función escalonada del input según: b) EDELMAN y c) KRAIJENHOFF (1958, 1966).

La introducción del coeficiente j en la Ec.(49) da lugar a

$$Q_t = \frac{4}{\pi \sqrt{\pi}} R \sqrt{t/j} = 0.718 R \sqrt{t/j} \quad (51)$$

Si se expresa j en intervalos unitarios, el caudal de descarga al final de, por ejemplo, el tercer intervalo, deberá ser igual a

$$\begin{aligned} Q_3 &= \frac{0.718}{\sqrt{j}} \left[R_1 \sqrt{3} + (R_2 - R_1) \sqrt{2} + (R_3 - R_2) \sqrt{1} \right] \\ &= \frac{0.718}{\sqrt{j}} \left[R_1 (\sqrt{3} - \sqrt{2}) + R_2 (\sqrt{2} - \sqrt{1}) + R_3 \sqrt{1} \right] \end{aligned}$$

Debido a su restringida aplicabilidad, esta simple fórmula solamente puede emplearse para calcular el flujo de agua producido por recargas de gran intensidad y corta duración.

15.7.2 El modelo de Kraijenhoff

GLOVER (1954), estudió el descenso de la capa de agua, entre drenes enterrados o abiertos equidistantes y paralelos, que sigue a una recarga instantánea R_i de agua de riego en exceso (Cap.8, Vol.II)

$$h(x,t) = \frac{R_i}{\mu} \frac{4}{\pi} \sum_{n=1,3,5..}^{\infty} \frac{1}{n} e^{-n^2 t/j} \operatorname{sen} \frac{n\pi x}{L} \quad (52)$$

donde j viene dado por la Ec.(50).

KRAIJENHOFF (1956) obtuvo a partir de esta ecuación el hidrograma instantáneo del flujo de agua hacia los cauces de drenaje. Se puede expresar de la forma

$$u(o,t) = \frac{8}{\pi^2} \frac{1}{j} \sum_{n=1,3,5..}^{\infty} e^{-n^2 t/j} \quad (53)$$

Por analogía con la técnica de líneas de influencia, esta "función de influencia" se integró para así encontrar la expresión del flujo debido a un continuo caudal de percolación en régimen permanente. Resulta claro que aquí se emplearon los conceptos del IUH y de la integral de convolución.

Para continuar en esta línea, la Ec.(53) puede escribirse de la forma

$$u(o,t) = \frac{8}{\pi^2} \frac{1}{j} e^{-t/j} + \frac{1}{9} \frac{8}{\pi^2} \frac{9}{j} e^{-9 t/j} + \frac{1}{25} \frac{8}{\pi^2} \frac{25}{j} e^{-25 t/j} + \dots$$

Sustituyendo $k_1 = j, k_2 = j/9, k_3 = j/25$, etc., se obtiene

$$u(o,t) = \frac{8}{\pi^2} \frac{1}{k_1} e^{-t/k_1} + \frac{1}{9} \frac{8}{\pi^2} \frac{1}{k_2} e^{-t/k_2} + \frac{1}{25} \frac{8}{\pi^2} \frac{1}{k_3} e^{-t/k_3} + \dots \quad (54)$$

Se puede demostrar que la Ec.(54) expresa la respuesta impulso de un modelo que está constituido por una serie de almacenamientos lineales paralelos de magnitud decreciente y estando alimentados por fracciones decrecientes del input (Fig.42b).

Debe observarse que

$$8/\pi^2 \left(1 + \frac{1}{9} + \frac{1}{25} + \dots \right) = 1$$

Para encontrar el tiempo de respuesta (retraso) de este modelo, debe comprenderse que cada una de las partes del input que atraviesan los respectivos almacenamientos lineales sufren sus retrasos particulares. Por ello, el retraso total, acumulado desde el origen, será igual a

$$\begin{aligned} \text{retraso} &= \frac{8}{\pi^2} k_1 + \frac{1}{9} \frac{8}{\pi^2} k_2 + \frac{1}{25} \frac{8}{\pi^2} k_3 + \dots = \frac{8}{\pi^2} j \left[1 + \frac{1}{3^4} + \frac{1}{5^4} + \dots \right] = \\ &= \frac{8}{\pi^2} \frac{\pi^4}{96} j = \frac{\pi^2}{12} j \end{aligned} \quad (55)$$

DE JAGER (1965), empleó este modelo para la síntesis de hidrogramas de avenidas en cuencas de suelos aluviales. Se obtienen excelentes ajustes entre el modelo y los datos reales en áreas llanas bien drenadas por medio de un sistema de drenes paralelos. En este caso, la situación del drenaje se corresponde estrechamente con las leyes físicas del modelo. En unas cuantas cuencas naturales, se ha comprobado el buen ajuste antes aludido. En algunos casos, se utilizaron dos modelos paralelos: uno con un coeficiente j relativamente pequeño y otro en el que el citado coeficiente tomaba un valor relativamente grande.

15.7.3 El modelo de DE ZEEUW

HELLINGA (1952), en su estudio para la búsqueda de las características hidrológicas de un área de polder, encontró una relación aproximadamente constante entre las cantidades bombeadas diariamente de los polders y las cantidades de exceso de lluvia que todavía quedaban en ellos para ser bombeadas. En otras palabras, existe una aproximada proporcionalidad entre el caudal de evacuación y almacenamiento (Fig.44).

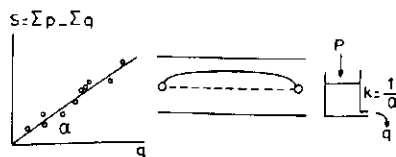


Fig.44. Modelo para régimen casi-permanente de DE ZEEUW y HELLINGA (1952, 1958).

DE ZEEUW y HELLINGA (1958) observaron que el almacenamiento en un polder tiene

lugar principalmente en el espesor del acuífero situado por debajo de la capa de agua existente entre los drenes paralelos, enterrados o abiertos. La expresión matemática, que da la relación entre el caudal de descarga y la cantidad de agua almacenada, se obtuvo combinando la ecuación de continuidad y la relación, para régimen permanente, entre el caudal del flujo de agua hacia los drenes paralelos y la cantidad de agua almacenada por debajo de una capa de agua de forma elíptica (Fig.15).

$$q = \alpha S \quad (56)$$

y

$$\alpha = 10 \frac{KD}{\mu L^2} \quad (57)$$

La Ec.(56) es la expresión correspondiente a un único almacenamiento de comportamiento lineal cuyo factor de proporcionalidad es $k = 1/\alpha$. En consecuencia, el tiempo de respuesta (retraso) de este modelo será $1/\alpha$ y el IUH puede venir expresado por

$$u(0,t) = \alpha e^{-\alpha t}$$

DE ZEEUW y HELLINGA (1958) fueron los primeros en emplear un factor hidrológico compuesto para tipificar una situación de drenaje. Por su propia naturaleza, esta solución para régimen casi-permanente, es apropiada para la descripción de relativamente lentas variaciones del flujo.

DE ZEEUW (1966), en sus modelos más recientes para cuencas naturales de drenaje, a veces emplea dos o tres almacenamientos paralelos y lineales y en otros casos coloca el modelo de KRAIJENHOFF de forma paralela a uno o dos almacenamientos lineales. Las contribuciones al caudal de evacuación total procedentes de estos almacenamientos paralelos, son funciones del caudal aportado por el almacenamiento de mayor capacidad, que es el que representa el flujo subsuperficial de agua procedente de las zonas elevadas de la cuenca. Aquí se introduce un elemento no lineal de reutilización y, por tanto, no se puede indicar ni un IUH ni un tiempo de respuesta constante. En el Cap.16, Vol.II, se tratan estos modelos desarrollados por DE ZEEUW (1966).

15.8 Bibliografía

- AMOROCHO, J. y HART, W.E. A critique of current methods in hydrologic systems investigations. Trans.Am.Geophys.Union, 25:307-321.
- ANDERSON, D.V. 1966. Review of basic statistical concepts in hydrology. Proc.5th Canadian Hydrology Symp., McGill Univ., Montreal, 5:3-27.
- ASELTINE, J.A. 1958. Transform method in linear system analysis.McGraw-Hill New York, 300 pp.
- BECKER, A. 1967. Threshold considerations and their general importance for hydrologic system investigations. Proc.Intern.Hydrology Symp., IASH, Ft.Collins, Colorado, 1:94-102.
- BECKER, A. 1968. Modellkonzeption zur gesetzmässigen Erfassung der Niederschlag-Abfluss-Beziehungen. Wasserwirtschaft-Wassertechnik 18(1):16-21.
- BUREAU OF RECLAMATION 1953. Water Measurement Manual. U.S.Department of the Interior, Washington, 1953.
- CLARK, C.O. 1965. Storage and the unit hydrograph. ASCE Trans.100:1416-1446.
- CHOW, V.T. 1965. Handbook of Applied Hydrology. McGraw-Hill Co.,London, 1418 pp.
- DE JAGER, A.W. 1965. Hoge afvoeren van enige Nederlandse stroomgebieden. Centrum voor Landbouwpublikaties en landbouwdokumentatie, Wageningen, 167 pp.
- DE ZEEUW, J.W., y HELLINGA, F. 1958. Neerslag en afvoer. Landbouwkundig Tijdschr. 70:405-421.
- DE ZEEUW, J.W. 1966. Analyse van het afvoerverloop van gebieden met hoofdzakelijk grondwaterafvoer. Doctor's Thesis. Agric.Univ., Wageningen, 139 pp.
- DISKIN, M.H. 1964. A basic study of the linearity of the rainfall runoff process in watersheds. Ph.D.Thesis Univ. of Illinois, Urbana, Ill., 160 pp.
- DOOGE, J.C.I. 1959. A general theory of the unit hydrograph. J.Geophys.Res.64: 241-256.
- DOOGE, J.C.I. 1967. Lectures in the Workshop on Linear Theory of Hydrologic Systems. Univ. of Maryland, Maryland. In press.
- DOOGE, J.C.I. Linear Theory of Hydrologic Systems. In press.
- EDELMAN, J.H. 1947. Over de berekening van grondwaterstromingen. Doctor's Thesis. Technical University, Delft. 147 pp.

- EDSON, C.G. 1951. Parameters for relating unit hydrograph to watershed characteristics. Trans.Am.Geophys.Union 32:591-596.
- GLOVER-DUMM, L.D. 1954. Drain spacing formula. Agric.Engng.35:726-730.
- HELLINGA, F. 1952. Enige aspecten van de inrichting van polders. De Ingenieur 64:B33-B36.
- HOLTAN, H.N., MINSHALL, N.E., y HAROLD, L.L. (Ed.) Field manual for research in agricultural hydrology. Agriculture Handbook 224. USDA, Washington, 215 pp.
- JOHNSTONE, D., y CROSS, W.P. 1949. Elements of Applied Hydrology. The Ronald Press, New York, 276 pp.
- KIRKHAM, D., y DE ZEEUW, J.W. 1952. Field measurements for tests of soil drainage theory. Soil Sci. Soc.Am.Proc. 16:286-293.
- KIRPICH, Z.P. 1940. Time of concentration of small agricultural watersheds. Civ.Eng. (N.Y.) 10:362.
- KRAIJENHOFF VAN DE LEUR, D.A. 1966. Runoff models with linear elements. In: Recent trends in hydrograph synthesis. Versl.en Meded. Comm. Hydrol. Onderz. TNO 13, Den Haag, 107 pp.
- LAURENSEN, E.M. 1962. Hydrograph synthesis by runoff routing. The University of New South Wales. Water Research Laboratory Report No. 66.
- LINSLEY, R.K., KOHLER, M.A., y PAULHUS, J.L. 1949. Applied Hydrology. McGraw-Hill Book Comp., 689 pp.
- LINSLEY, R.K., KOHLER, M.A., y PAULHUS, J.L. 1958. Hydrology for Engineers. McGraw-Hill Book Comp., 340 pp.
- LYSHEDE, J.M. 1955. Hydrologic studies of Danish watercourses. Folia Geographica Danica, Vol.VI, 155 pp.
- MORONEY, M.J. 1956. Facts from figures. Pelican Book Comp., London, 472 pp.
- NASH, J.E. 1957. The form of the instantaneous unit hydrograph. IASH Assemblée Générale de Toronto, Tome III, 114-121.
- NASH, J.E. 1958. Determining runoff from rainfall. Proc.Inst.Civ.Eng.10:163-184.
- NASH, J.E. 1958. The effect of flood-elimination works on the flood frequency of the river Wandle. Proc.Inst.Civ.Eng.13:317-338.
- NASH, J.E. 1960. A note on investigation into two aspects of the relations between rainfall and storm runoff. IASH Publ.No.51, 568-578.

- O'KELLY, J.J. 1955. The employment of unit hydrographs to determine the flows of Irish drainage channels. *Proc.Inst.Civ.Eng.*4:365-412.
- PEARSON, K. 1965. Tables of the incomplete gamma-function. Cambridge Univ.Press, 164 pp.
- REMIERAS, G. 1960. L'hydrologie de l'ingénieur. Eyrolles, Paris. 423 pp.
- ROSENBLUTH, A. y WIENER, N. 1945. The role of models in science. *Philosophy of Science*, 12:316-321.
- SCHULZE, F.E. 1966. Rainfall and rainfall excess. In:Recent trends in hydrograph synthesis. *Versl.en Meded. Comm. Hydrol. Onderz. TNO 13*, Den Haag, 107 pp.
- SHERMAN, L.K. 1932. Streamflow from rainfall by the unit graph method. *Eng. News-Rec.* 108:501-505.
- SINGH, K.P. 1964. Non-linear instantaneous unit-hydrograph theory. *Hydr.Div.ASCE* 90:313-347.
- SOIL CONSERVATION SERVICE 1964. National engineering handbook, Section 4, Hydrology. US Dept. of Agriculture, Washington D.C.
- SUGAWARA, M. y MARUYAMA, F. 1956. A method of prevision of the river discharge by means of a rainfall model. *L'Assoc.Intern.d'Hydr.*, Publ.No.42, Tome III: 71-76.
- WISLER, C.D., y BRATER, E.F. 1949. Hydrology. John Wiley & Sons. New York, 419 pp.
- WISLER, C.D. 1958. Hydrology. John Wiley & Sons, New York, 408 pp.
- ZOCH, R.T. 1934. On the relation between rainfall and stream flow. *Monthly Weather Rev.*62:315-322.
- ZOCH, R.T. 1936. On the relation between rainfall and stream flow. *Monthly Weather Rev.*64:105-121.
- ZOCH, R.T. 1937. On the relation between rainfall and stream flow. *Monthly Weather Rev.*65:135-147.

TEORIAS DEL DRENAJE AGRICOLA Y DE LA ESCORRENTIA

16. ANALISIS DE HIDROGRAMAS PARA ZONAS CON PREDOMINIO DE ESCORRENTIA SUBSUPERFICIAL

J. W. DE ZEEUW
Hidrólogo Investigador
Department of Land Drainage and
Land Improvement
University of Agriculture, Wageningen

Conferenciantes en el Curso de Drenaje Agrícola

J. W. de Zeeuw (1962–1972)
University of Agriculture

16. Análisis de hidrogramas para zonas con predominio de escorrentía subsuperficial

16.1	Modelos de escorrentía del agua subsuperficial	345
16.1.1	Introducción	345
16.1.2	Objetivo de los modelos	346
16.1.3	Concepto del proceso de escorrentía en Holanda	347
16.2	Expresiones matemáticas para el modelo de transformación de la precipitación efectiva en escorrentía (subterránea)	350
16.2.1	El embalse lineal	350
16.2.2	El embalse de Boussinesq o Kraijenhoff	353
16.2.3	El factor de reacción	355
16.3	Análisis	356
16.3.1	Procedimiento de análisis	356
16.3.2	Elementos necesarios para la reconstrucción de descargas históricas	360
16.3.3	Orden de magnitud de los factores de reacción	361
16.4	Ejemplo numérico de análisis de un hidrograma	361
16.4.1	Descifrado del hidrograma	362
16.4.2	Determinación de los factores de reducción y reconstrucción del hidrograma	366
16.5	Ejemplos de zonas analizadas	374
16.5.1	La cuenca "Kleine Dommel"	374
16.5.2	La cuenca "Geul"	378
16.6	Observaciones finales	381
16.7	Bibliografía	382

OBJETIVOS DE ESTE CAPITULO

Se describe un procedimiento para obtener modelos de cálculo para la relación escorrentía-precipitación derivados de los hidrogramas de descarga observados en zonas en que predomina la escorrentía de agua subsuperficial.

16.1 Modelos de escorrentía del agua subsuperficial

16.1.1 Introducción

Este capítulo describe cómo pueden obtenerse los parámetros de un modelo de "escorrentía-precipitación", de los hidrogramas de descarga observados de diferentes cuencas de recepción en Holanda (DE ZEEUW, 1966). Los conceptos básicos de los procesos de escorrentía que se aplican a este modelo se han discutido ya en el Capítulo 15.

La idea fundamental es que el hidrograma de descarga de una zona muestra necesariamente las propiedades hidrológicamente típicas de esa área y proporciona así los parámetros del modelo. Por consiguiente todos los parámetros del modelo se derivan del hidrograma y no es aconsejable considerar las condiciones del terreno en la zona demasiado a priori, para poder realizar el análisis objetivamente. Esta forma de manejar el problema evita la introducción de complicaciones superfluas en el modelo y evita la omisión de elementos esenciales. La única suposición hecha, es que la descarga reacciona de acuerdo con una función exponencial simple.

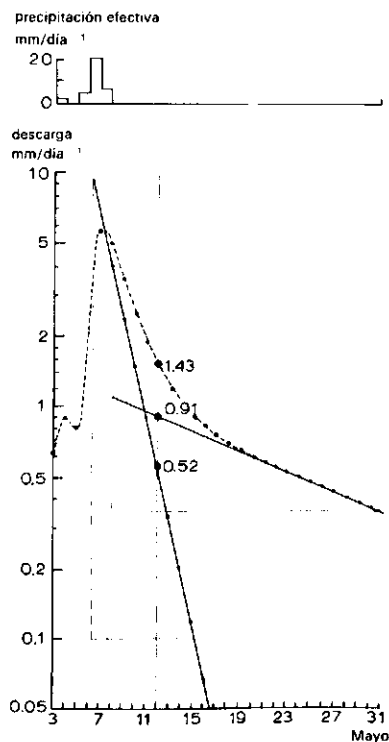


Fig. 1. Ejemplo del análisis de un hidrograma.

El hidrograma se analiza normalmente por el método indicado en la Figura 1 (que será discutido en la Apartado 16.3). Representando el hidrograma en papel semi-logarítmico, las pendientes revelan las componentes características de que se compone el hidrograma total. Estas componentes pueden considerarse como los resultados de dos o más embalses lineales paralelos (Apt.16.2). En algunos casos, más bien exponenciales, la componente más pendiente, que indica la reacción de descarga más rápida, se adapta a la serie del embalse de Boussinesq (Apt.16.2) mejor que a la de un embalse lineal. Esto se explicará más adelante.

Cada uno de los componentes del hidrograma de la Fig.1, puede interpretarse como la descarga de una parte distinta, hidrológicamente homogénea, de la cuenca en consideración. De la pendiente de la línea recta, se obtiene el parámetro en la fórmula que describe la reacción del embalse lineal, que corresponde a una zona homogénea. Este parámetro se llama factor de reacción. Está relacionado con las características del drenaje de una zona, como se discutirá más adelante.

16.1.2 Objetivo de los modelos

Cuando se planea una estructura de control de agua, es esencial conocer la descarga que la estructura será capaz de soportar. Esta descarga se llama a menudo descarga específica de la zona aguas arriba, o descarga de diseño. Este valor debe ser tal que el volumen de agua almacenada en cualquier parte de la zona aguas arriba de la misma, solamente excederá con escasa frecuencia un valor predeterminado. Descargas elevadas de una zona dada muestran una distribución de frecuencias característica. La frecuencia de las descargas altas es, sin embargo, pequeña, justificando el riesgo que se acepta al elegir una descarga de diseño más baja que la más alta que pudiera esperarse.

Los hidrólogos tienen que suministrar la distribución de frecuencias de escorrentía característica. Faltan a menudo los datos básicos por los que pueden establecerse tal distribución, en cuyo caso el modelo de la descarga tiene que ser reconstruido a partir de los registros disponibles de precipitaciones en el pasado.

Esto puede hacerse, por ejemplo aplicando el método del hidrograma unitario (ver Capítulo 15) que fué desarrollado originalmente para aquellas condiciones en que la escorrentía directa juega el papel principal. Con este método el caudal producido por una tormenta individual puede ser deducido fácilmente, permitiendo determinar el hidrograma unitario. Pueden aplicarse análisis de frecuencia esta-

dísticos a las tormentas (o precipitaciones) ocurridas para determinar un diseño de precipitaciones del que pueda derivarse el diseño de descarga.

El método del hidrograma unitario, sin embargo, no puede aplicarse en zonas en las que predomina la escorrentía subsuperficial. Precipitaciones de hace semanas o incluso meses pueden influir sustancialmente en la intensidad de la descarga que origina el flujo subsuperficial de agua. Como resultado, las ondas de flujo del agua subterránea son mucho más amortiguadas que las ondas de escorrentía directa y son más difícilmente separables unas de otras. La necesidad de usar registros de lluvias de períodos largos ha conducido al uso de modelos de precipitación - escorrentía.

El procedimiento adecuado para desarrollar un modelo es medir continuamente, durante uno o más años, la descarga y la precipitación en la cuenca en consideración, y obtener de estos datos el modelo y sus parámetros que reproducen el hidrograma de escorrentía cuando se introducen en el modelo los datos de precipitación medidos.

Cuando se ha comprobado que el modelo se ha construido satisfactoriamente, es decir, cuando los datos calculados se adaptan bien a los datos medidos, el modelo puede utilizarse para reconstruir hidrogramas de descarga anteriores. Esto puede extenderse en el pasado tanto como lo permita la disponibilidad de datos de precipitaciones fidedignos, obtenidos preferentemente de las mismas estaciones pluviométricas permanentes de la cuenca.

16.1.3 Concepto del proceso de escorrentía en Holanda

Según el Capítulo 15, los procesos de escorrentía pueden dividirse en dos etapas:

- transformación de precipitaciones medidas en precipitaciones efectivas
- transformación de precipitaciones efectivas en escorrentía.

Transformación de precipitaciones medidas en precipitaciones efectivas

La precipitación efectiva se define aquí como la parte de la precipitación que sale de la cuenca de drenaje en una forma líquida. La parte restante, que eventualmente se evapora, se considera como "pérdida". La parte más importante

de pérdidas es la evapotranspiración de la reserva húmeda del suelo. En las condiciones dominantes en Holanda, casi toda la lluvia, excepto la parte que es interceptada por la vegetación, se infiltra en el suelo debido a la velocidad de infiltración relativamente alta, la baja intensidad de las tormentas, y a lo llano del país. Casi no tienen lugar flujo superficial.

Como consecuencia de ello casi toda la lluvia recarga la reserva de humedad del suelo hasta la capacidad de campo, compensando las pérdidas de evaporación o percolando hasta el agua freática. Esto lleva a la suposición - usada en nuestro modelo y conocida como concepto umbral - de que no tendrá lugar ninguna recarga del agua freática en tanto que la reserva húmeda del suelo no haya sido completamente repuesta.

La precipitación efectiva es entonces igual a la precipitación medida menos el déficit de humedad del suelo obtenido por cálculo. Para calcular este déficit se hace uso de una evaporación standard a lo largo del año durante períodos de diez días que se obtuvo en 1897 del balance de agua de un gran polder. La evapotranspiración real se desvía de los valores standard, pero esta desviación se considera dentro de los límites: el error de apreciación de las precipitaciones y la descarga.

Transformación de la precipitación efectiva en escorrentia (agua subsuperficial)

La transformación de un yetograma de precipitación efectiva en un hidrograma de descarga resulta del paso del agua a través de diversos embalses o reservorios en los que el agua de escorrentia se almacena temporalmente antes de que alcance la salida de una cuenca de drenaje (ver también Capítulo 15). Estos embalses son:

- embalses de superficie
- embalse de humedad del suelo o reserva de humedad del suelo
- reserva del agua subsuperficial
- embalse en los cauces de agua

Embalses de superficie

El almacenamiento en depresiones locales se considera de menor importancia en suelos muy permeables. Sin embargo las precipitaciones sólidas (nieve), pueden ser almacenadas temporalmente en la superficie. Como normalmente faltan datos

precisos acerca de la fusión de la nieve, se hacen dos cálculos basados en diferentes suposiciones: la primera considerando la nieve como una lluvia normal y la segunda suponiendo que toda la nieve se funde en el último día del período con cubierta de nieve. La realidad se encuentra entre los dos extremos.

Reserva de humedad del suelo

La precipitación efectiva repone la reserva de humedad del suelo de la que, a su vez, el embalse de agua freática se recarga por percolación. Por causa de esta transición de la humedad del suelo al agua freática el modelo de recarga se atenua en comparación con el yetograma de la precipitación efectiva. Este efecto de achatamiento, sin embargo, tiene únicamente consecuencias limitadas en los cálculos de la descarga porque ya se ha introducido un cierto aplanamiento del modelo de recarga tomando precipitaciones diarias en vez de la distribución de la lluvia real en el día. En zonas con capa freática superficial, es decir aquellas que tienen una reacción de descarga rápida, el aplastamiento así introducido es una aproximación suficiente del efecto de achatamiento que debería resultar del embalse o reserva de humedad del suelo. En zonas con capa freática profunda, por otra parte, la reacción de la descarga es tan lenta, que la influencia relativa de cualquier achatamiento del modelo de la recarga tendría únicamente una influencia despreciable en las descargas calculadas.

Embalses de agua subsuperficial

El embalse de agua subsuperficial causa un importante desfase y atenuación cuyo valor depende del tamaño del embalse (espaciamiento de los cauces de agua naturales o artificiales), de la porosidad efectiva, y de la transmisividad. Estas propiedades están incluidas en conjunto en el factor de reacción. A menudo el grueso del agua subsuperficial de una zona se subdivide en un gran número de pequeños embalses. Cada faja de tierra entre dos valles, cauces abiertos, o incluso zanjas artificiales y tubos de drenaje, es en esencia un embalse individual. Un área caracterizada por embalses individuales de, aproximadamente, las mismas dimensiones, transmisividad, etc., se considera un embalse sencillo con un factor de reacción global que refleja las condiciones medias de la zona.

Embalses de los cauces de agua

La parte del hidrograma de descarga del agua subsuperficial no está, en general, influida perceptiblemente por el almacenamiento en los cauces. Esto es debido al hecho de que la escorrentía del agua subterránea tiende a ocurrir bastante

uniformemente distribuida en el conjunto de la zona, lo que da lugar a una subida y bajada del nivel del agua en el sistema total de los cauces casi en un plan paralelo. El hidrograma determinado por registros de estas subidas y bajadas en el punto de descarga de la zona tiene, sin embargo, una forma que corresponde con el desarrollo del flujo del agua subsuperficial.

Cuando la capacidad de transporte de las zanjas es inadecuada y los niveles de agua libre se elevan tanto que la escorrentía subsuperficial se reduce, se aplica el mismo procedimiento, pero el factor de reacción (ahora más pequeño) no se determina ya por las propiedades físicas del perfil. Este caso se le denominará más adelante "descarga de zona pantanosa".

El almacenamiento en los cauces de agua afecta, sin embargo, a la componente de escorrentía superficial del hidrograma en el sentido de que los factores de reacción de la escorrentía superficial tienden a ser más pequeños en áreas mayores. Esto está originado por el hecho de que, al menos en los casos que se consideran, la escorrentía superficial se produce localmente, recordando ondas de descarga reales que se atenuarán en un grado mayor, cuanto mayor sea su recorrido a través del sistema de cauces de agua (Capítulo 15).

16.2 Expresiones matemáticas para el modelo de transformación de la precipitación efectiva en escorrentía (subterránea)

Como el proceso de escorrentía es una función del tiempo, la transformación de la precipitación efectiva en escorrentía (del agua subsuperficial), tiene que ser descrita por una expresión de flujo variable de un embalse. En esta sección se discutirá el embalse lineal y el embalse de Boussinesq o de Kraijenhoff.

16.2.1 El embalse lineal

Un embalse es llamado embalse lineal cuando el flujo es directamente proporcional al almacenamiento descargable. Tal embalse lineal deberá tener toda la resistencia al flujo concentrada en el punto de salida. El flujo y la ecuación de continuidad para un embalse lineal son:

$$\text{ecuación del flujo:} \quad q = \alpha S \quad (1)$$

$$\text{ecuación de continuidad:} \quad P_e = q + \frac{dS}{dt} \quad (2)$$

donde

q = descarga por unidad de superficie (mm/día)

S = almacenamiento por unidad de superficie (mm)

α = factor de reacción (día⁻¹)

P_e = precipitación efectiva por unidad de superficie (mm/día)

La combinación de las Ec.(1) y (2) da lugar a una ecuación diferencial que tiene como solución:

$$q_n = q_{n-1} e^{-\alpha(t_n - t_{n-1})} + P_{e,n}(1 - e^{-\alpha(t_n - t_{n-1})}) \quad (3)$$

donde

q_n = la descarga

$P_{e,n}$ = la altura de P_e durante el intervalo t_{n-1} a t_n

La misma ecuación se obtuvo en el Capítulo 15 para la composición de los hidrogramas unitarios instantáneos de un embalse lineal.

$$u(o, t) = \alpha e^{-\alpha t} \quad (4)$$

Cuando t y α se expresan en la misma unidad de tiempo es decir días, $t_n - t_{n-1}$ se reduce a 1. Sin embargo $e^{-\alpha}$ es una constante para un cierto valor de α . Los valores de α , $e^{-\alpha}$ y $(1 - e^{-\alpha})$ figuran en la Tabla 1.

En una forma tabular, la Ecuación 3 se reduce a:

$$\begin{aligned} q_1 &= q_0 c + P_{e,1}(1 - c) \\ q_2 &= q_1 c + P_{e,2}(1 - c) \\ q_3 &= q_2 c + P_{e,3}(1 - c) \\ &\text{etc.} \end{aligned} \quad (5)$$

donde c corresponde al factor exponencial $e^{-\alpha}$.

TABLA 1. Función exponencial

α	$e^{-\alpha}$	$1-e^{-\alpha}$	α	$e^{-\alpha}$	$1-e^{-\alpha}$
0,001	0,9990	0,0010	0,250	0,7788	0,2212
0,005	0,9950	0,0050	0,260	0,7711	0,2289
0,010	0,9900	0,0100	0,270	0,7634	0,2366
0,015	0,9851	0,0139	0,280	0,7558	0,2442
0,020	0,9802	0,0198	0,290	0,7483	0,2517
0,025	0,9753	0,0247	0,300	0,7408	0,2592
0,030	0,9705	0,0295	0,320	0,7261	0,2739
0,035	0,9656	0,0344	0,340	0,7118	0,2882
0,040	0,9608	0,0392	0,360	0,6977	0,3023
0,045	0,9560	0,0440	0,380	0,6839	0,3161
0,050	0,9512	0,0488	0,400	0,6703	0,3297
0,055	0,9465	0,0535	0,420	0,6570	0,3430
0,060	0,9418	0,0582	0,440	0,6440	0,3560
0,065	0,9371	0,0629	0,460	0,6313	0,3687
0,070	0,9324	0,0676	0,480	0,6188	0,3812
0,075	0,9278	0,0722	0,500	0,6065	0,3935
0,080	0,9231	0,0769	0,520	0,5945	0,4055
0,085	0,9185	0,0815	0,540	0,5827	0,4173
0,090	0,9139	0,0861	0,560	0,5712	0,4288
0,095	0,9094	0,0906	0,580	0,5599	0,4401
0,100	0,9048	0,0952	0,600	0,5488	0,4512
0,110	0,8959	0,1042	0,620	0,5379	0,4621
0,120	0,8869	0,1131	0,640	0,5273	0,4727
0,130	0,8781	0,1219	0,660	0,5169	0,4831
0,140	0,8694	0,1306	0,680	0,5066	0,4934
0,150	0,8607	0,1393	0,693	0,5000	0,5000
0,160	0,8521	0,1479	0,700	0,4966	0,5034
0,170	0,8437	0,1563	0,800	0,4493	0,5507
0,180	0,8353	0,1647	0,900	0,4066	0,5934
0,190	0,8270	0,1730	1,000	0,3679	0,6321
			1,100	0,3329	0,6671
0,200	0,8187	0,1813	1,200	0,3012	0,6988
0,210	0,8106	0,1894	1,400	0,2466	0,7534
0,220	0,8025	0,1975	1,600	0,2019	0,7981
0,230	0,7945	0,2055	1,800	0,1653	0,8347
0,240	0,7866	0,2134	2,000	0,1353	0,8647
			2,303	0,1000	0,9000
			2,996	0,0500	0,9500
			4,605	0,0100	0,9900
			5,298	0,0050	0,9950
			6,908	0,0010	0,0090
			7,601	0,0005	0,9995
			9,210	0,0001	0,9999
			∞	0,000	1,000

16.2.2 El embalse de Boussinesq o Kraijenhoff

El flujo de salida en este tipo de embalse no es directamente proporcional al almacenamiento susceptible de descarga; sin embargo, proporcionalmente, se aproxima bastante durante el final de la curva de decrecida. La serie de Boussinesq se deriva del supuesto de que la resistencia en las proximidades del punto de salida es igual a cero; en otras palabras, que la resistencia horizontal interna es la única existente (BOUSSINESQ, 1904).

Introduciendo del parámetro j , que es el valor recíproco del α de Boussinesq, Kraijenhoff desarrolló una serie completa de fórmulas para esta situación (KRAIJENHOFF VAN DE LEUR, 1958; ver también Capítulo 8 y Capítulo 15, Vol.II). De este embalse, solamente se dará aquí el hidrograma unitario instantáneo

$$u(0,t) = \frac{8}{\pi^2} \alpha \sum_{n=1,3,5}^{n=\infty} e^{-n^2 \alpha t} \quad (6)$$

donde

$$\alpha = \frac{1}{j}$$

La representación de $u(0,t)$ del embalse lineal en papel semi-logarítmico da una línea recta (Fig.2).

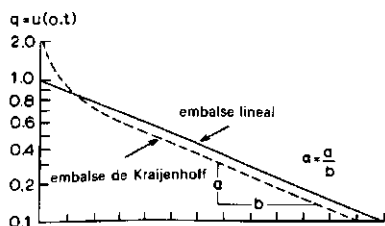


Fig.2. Flujo de salida de un embalse lineal y de un embalse de Kraijenhoff después de una recarga instantánea.

La línea del embalse de Kraijenhoff es curva en el comienzo y se aproxima a una línea recta al cabo de algún tiempo. La curvatura en esta línea indica una descarga inicial más alta debida a la serie de la función exponencial en la Ec.(6), pero enseguida el primer término de la Ec.(6) resulta grande en comparación con la suma de los otros términos, y la serie se comporta como una función sencilla exponencial, dando lugar a una línea recta (Fig.2).

En representaciones en papel semi-logarítmico de los hidrogramas observados en

condiciones naturales, no se encuentra muy a menudo esta curvatura hacia arriba del modelo de Kraijenhoff. Esto puede entenderse cuando se tiene en cuenta la resistencia en la proximidad inmediata del punto de salida, es decir, un canal a un dren. En la Fig.3 se comparan tres suposiciones:

- Toda la resistencia se concentra en la proximidad inmediata del cauce (Fig.3A), lo que conduce a un modelo lineal,
- No hay resistencia en la proximidad inmediata del cauce (Fig.3C), lo que da lugar al modelo de Kraijenhoff,
- Una situación intermedia entre las dos mencionadas (Fig.3B).

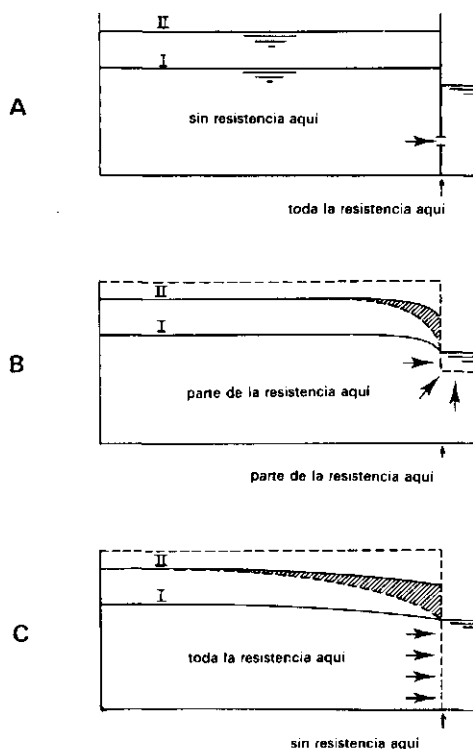


Fig.3. Comparación de un embalse lineal y uno de Kraijenhoff. A: Toda la resistencia en la proximidad inmediata del dren (embalse lineal). B: Situación intermedia (condiciones naturales). C: Sin resistencia en la proximidad inmediata del dren (embalse de Kraijenhoff).

La capa freática antes de una recarga instantánea se indica por I y la capa freática inmediatamente después de la recarga por II.

Ni la Figura 3A, ni la Figura 3C representan la situación real. En las condiciones naturales, ambos tipos de resistencia estarán siempre presentes (Fig.3B). De cálculos matemáticos y datos de campo resulta claro que solamente en casos extraños, es decir, cuando la resistencia en la proximidad inmediata del punto de salida es relativamente poco importante, el modelo de la Fig.3C, da la mejor aproximación. Esta es la razón por la que el modelo utilizado en los ejemplos de este capítulo se basa únicamente en la suposición de embalses lineales.

16.2.3 El factor de reacción

El factor de reacción de un embalse es, como se dijo anteriormente, un parámetro de las características del drenaje de la zona que se asimilarán a un tipo de embalse. De acuerdo con el Capítulo 8, Vol.II, el factor de reacción α ($= \frac{1}{j}$, del embalse de Kraijenhoff) puede escribirse

$$\alpha = \frac{\pi^2 KD}{\mu L^2} = \frac{10KD}{\mu L^2} \quad (7)$$

donde

K = conductividad hidráulica (mm/día)

D = espesor del acuífero freático (m)

μ = porosidad efectiva

L = espaciamiento entre drenes (m)

Para un embalse puramente lineal el factor π^2 tiene que ser reemplazado por ocho, porque en este caso el flujo hacia el dren aumenta en proporción a su distancia desde el punto medio entre los drenes (comparar con la fórmula de Hooghoudt para condiciones de flujo en régimen permanente).

De aquí que la expresión para el factor de reacción se convierte en:

$$\alpha = \frac{8KD}{\mu L^2} \quad (8)$$

donde el espesor del acuífero freático D se reemplaza por el espesor de la capa equivalente d (según Hooghoudt), para tener en cuenta la resistencia radial.

16.3 Análisis

16.3.1 Procedimiento de análisis

Cualquier hidrograma puede ser obtenido de una forma aproximada por yuxtaposición de embalses lineales paralelos, cada uno de ellos caracterizado por un factor de reacción (α). Además, cuando un análisis se realiza sistemáticamente, la serie de parámetros obtenidos exclusivamente del hidrograma de descarga, puede ser interpretada generalmente como representación de las condiciones de drenaje que predominan en la cuenca de recepción.

La serie de parámetros que caracterizan las condiciones de drenaje de una zona incluyen en primer lugar la filtración de la cuenca receptora, en segundo lugar los valores α y las fracciones de la superficie ocupadas por los diferentes embalses encontrados, y en tercer lugar el factor de proporcionalidad según el cual se produce la división de las precipitaciones entre escorrentía superficial y descarga subterránea.

Filtración de la cuenca receptora

El punto de partida para el análisis de un hidrograma es siempre el cálculo del balance de agua, en el período que se analiza, para eliminar las posibles pérdidas o ganancias del agua subterránea de cuencas receptoras adyacentes. La diferencia entre la descarga total medida Σq y la precipitación efectiva total calculada ΣP_e , más la diferencia en el almacenamiento en la capa de agua ΔS entre el comienzo y el final del período analizado, indica si hay una filtración en la cuenca receptora y, si es así, si es positiva o negativa.

$$\Sigma q + \Delta S - \Sigma P_e < 0 \rightarrow \text{filtración de la cuenca receptora negativa (pérdidas)}$$

$$\Sigma q + \Delta S - \Sigma P_e > 0 \rightarrow \text{filtración de la cuenca receptora positiva (ganancias)}$$

El valor de ΔS puede determinarse únicamente después de que se haya terminado el análisis, porque únicamente entonces puede calcularse el almacenamiento de agua ($S = q/\alpha$) de los diferentes embalses. La solución práctica es hacer ΔS aproximadamente igual a cero, eligiendo un período de análisis tan largo como sea posible y para el cual la descarga q de la zona tenga valores similares al principio y al final. Ello es imperativo para obviar el efecto de filtración de la cuenca receptora antes del comienzo del análisis.

Afortunadamente, la filtración de la cuenca receptora se caracteriza por un factor de reacción tan pequeño, causado por un valor tan elevado de L en la Ec.(8), que difícilmente da lugar a variaciones en el tiempo y que puede ser considerado con bastante aproximación como constante.

La filtración total de la cuenca receptora dividida por el número de días en el período considerado, da la filtración media diaria en pérdidas o ganancias. En el caso de pérdidas, este valor constante tiene que añadirse al hidrograma observado y en el caso de ganancias tiene que ser deducido del hidrograma. Únicamente cuando el hidrograma se corrige de esta manera se pueden obtener parámetros consistentes.

Obtención de los factores de reacción

El procedimiento de descifrado de un hidrograma de descarga se muestra en la Fig.4.

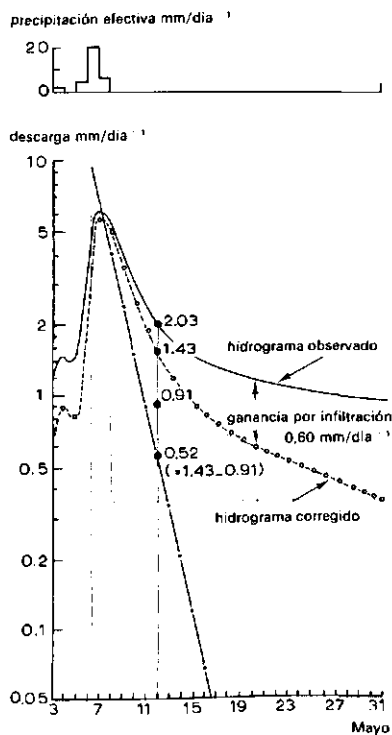


Fig.4. Ejemplo de análisis de un hidrograma con una corrección para la filtración de la cuenca receptora (compárese con la Fig.1).

El hidrograma observado se dibuja en papel semilogarítmico. El balance del agua revela una filtración de la cuenca receptora con una ganancia de 0,60 mm/día. El hidrograma se baja consecuentemente a su posición correcta y ahora muestra un final recto en la curva de decrecida. De la pendiente del final del hidrograma, se obtiene el menor de los dos factores de reacción.

El otro factor de reacción se encuentra proyectando la parte recta hacia atrás en el tiempo, dibujando nuevamente la diferencia diaria entre la línea proyectada y el hidrograma corregido, y determinando la pendiente de la línea resultante.

El factor de reacción α , es decir, el valor absoluto de la pendiente de la línea de recesión en papel semilogarítmico, se calcula de la forma siguiente:

Cuando $P_e = 0$ la Ec.(3) se reduce a

$$\begin{aligned}
 q_2 &= q_1 e^{-\alpha(t_2-t_1)} \\
 \log q_2 &= \log q_1 - \frac{\alpha(t_2-t_1)}{2,30} \\
 \alpha &= 2,30 \frac{\log q_1 - \log q_2}{t_2 - t_1} \quad (9)
 \end{aligned}$$

Si los períodos de recesión con precipitación efectiva nula, que tienen lugar entre picos de flujo, son demasiado cortos para permitir que el embalse quede completamente agotado con el factor de reacción más pequeño y único, no puede obtenerse del hidrograma el factor de reacción del embalse que actúa más lentamente. La estimación del valor α más pequeño puede obtenerse únicamente de la Ec.(8), después de estimar o de determinar KD , μ y L como valores medios del área de reacción más lenta. A menudo resultará difícil obtener valores correctos para los factores mencionados por causa de las heterogeneidades de la zona. Pero incluso así, este método podría al menos suministrar un orden de magnitud de lo que podría esperarse para el menor valor de α .

El factor de reacción puede determinarse también de la Ec.(1), $q = \alpha S$, cuando la descarga q y el almacenamiento de agua S puede ser obtenidos conjuntamente. Este método es especialmente adecuado para el análisis de zonas drenadas artificialmente (polders). En ellas, la descarga se produce intermitentemente y solamente se conocen las cantidades bombeadas (diariamente), en vez de las intensidades de descarga, en ciertos momentos. El almacenamiento día a día se obtiene

del balance de agua: $S = \Sigma P_e - \Sigma q - \Sigma E$. La descarga (mm/día) puede ser obtenida aproximadamente como valores medios diarios, es decir, igual a las cantidades bombeadas diariamente por unidad de área. Estas se dibujan con respecto al almacenamiento medio, empleando los valores medios de cada dos valores sucesivos de S.

División de la precipitación entre embalses

Para estar seguros de obtener un resultado consistente, la división de las precipitaciones entre los embalses diferenciados tiene que estar basada también en la forma del hidrograma. En primer lugar, los picos de escorrentía superficial se separan del hidrograma observado y el volumen de escorrentía se compara con la precipitación medida de la que se origina. Esto conduce a separar la parte de cada precipitación que da lugar a la escorrentía superficial. Un pequeño número de partes ligeramente diferentes puede resultar necesario, dependiendo de las precipitaciones anteriores.

El resto de las precipitaciones diarias entra a formar parte del agua subterránea después de transformarse en precipitación efectiva de acuerdo con lo discutido en el Apartado 16.1.3.

En el modelo, es decir, en los cálculos realizados de acuerdo con la Ec.(3), cada uno de los embalses freáticos diferenciados recibe la precipitación efectiva completa, de acuerdo con las condiciones reales del campo. Esto significa que cada embalse freático independiente del modelo, producirá un volumen de descarga total que es igual a la precipitación efectiva total. Así, las descargas calculadas tienen que multiplicarse por factores de reducción, siendo necesariamente la suma de ellos igual a la unidad.

Esta reducción puede interpretarse como la traslación de las descargas calculadas, expresadas por unidad de área del almacenamiento, en la descarga por unidad total de área en la cuenca considerada; en otras palabras, los factores de reducción, que se derivan exclusivamente de la forma del hidrograma, son válidos para las fracciones de superficie ocupadas por embalses separados.

Una característica importante de las fracciones de área es que, aunque su suma debe permanecer igual a la unidad, no necesitan ser constantes. La explicación es que en muchas regiones los cauces permanecen secos en verano, pero llevan aguas en períodos húmedos. Zonas con cauces secos (lo mismo que zonas que no disponen de cauces ni de acequias en absoluto) reaccionan con un α pequeño

(L grande en la Ec.8), mientras que zonas con acequias que llevan agua tienen factores de reacción más bien altos. De acuerdo con ello, cuando los cauces permanecen secos, las zonas ocupadas por los embalses de reacción más lenta aumentarán y viceversa. Este cambio de los límites del área del embalse se deduce del análisis del hidrograma porque se encontrarán valores diferentes de los factores de reducción, cuando el análisis se elabore para diferentes períodos.

Parece que las variaciones en el valor de los factores de reducción del modelo pueden relacionarse con el valor calculado no reducido, q_s , del embalse que reacciona más lentamente. Esto se explica por el hecho de que el valor q_s calculado es proporcional al almacenamiento (Ec.1), y que un almacenamiento mayor significa un nivel de la capa de agua más alto. Así, habrá más cauces de agua, lo que dará lugar a una extensión del área ocupada por el embalse de reacción rápida a expensas de los embalses más lentos.

16.3.2 Elementos necesarios para la reconstrucción de descargas históricas

Para un área determinada con escorrentía superficial, indicada por un sub-índice r , y dos embalses de agua subterránea, uno de ellos indicado por un sub-índice s para el lento y otro por f para el rápido, el modelo de escorrentía necesario para reconstruir descargas anteriores debe incluir los siguientes elementos:

- delimitación exacta del área considerada
- tipo y emplazamiento del pluviómetro (s) (nótese que debe disponerse de datos de precipitaciones de igual fiabilidad para el período de reconstrucción)
- secuencia en la evaporación utilizada en el análisis (debe hacerse la misma observación)
- infiltración de la cuenca
- factor de reacción α_r para la escorrentía superficial
- coeficiente de reparto para la separación de las proporciones de precipitaciones individuales que se descargan como escorrentía superficial
- factores de reacción diferenciados de la parte de agua subsuperficial del hidrograma: α_s y α_f
- fracciones de superficie m_s y m_f , y sus relaciones con los valores calculados de q_s

- ecuación balance de la que se calcula la secuencia de las intensidades de descarga del área total, q_a .

$$q_a = m_s q_s + m_f q_f + q_r + \text{filtración de la cuenca (ganancia o pérdida)} \quad (10)$$

ecuación que combina las componentes hidrológicamente importantes del área y que eso se denomina la característica de descarga del área.

16.3.3 Orden de magnitud de los factores de reacción

El valor del factor de reacción de la escorrentía superficial se ha encontrado que varía de 200 día^{-1} (para 0,5 ha) a $0,3 \text{ día}^{-1}$ (para 100,000 ha), siendo el campo de variación más frecuente de 1 a 3 día^{-1} . Para pequeñas zonas urbanas (0,16 a 0,40 ha) se dan valores de hasta 700 día^{-1} (VIERSMAN, 1966).

El valor del factor de reacción α_f para tierras agrícolas bien drenadas varía de 0,3 a $0,7 \text{ día}^{-1}$. Para zonas con drenaje inadecuado se encuentra a menudo un factor de reacción del orden $0,05 \text{ día}^{-1}$.

En zonas con una capa freática profunda y un gran embalse de agua subterránea, pueden observarse valores del factor de reacción α_s tan pequeños como $0,001 \text{ día}^{-1}$.

16.4 Ejemplo numérico de análisis de un hidrograma

Para el análisis de un hidrograma de la descarga de agua subsuperficial se necesitan series relativamente largas de datos de precipitaciones y descargas (por lo menos un año completo, pero preferiblemente varios años), para estar seguros de que las características resultantes acerca de las descargas de la zona (Ec. 10), dan resultados fidedignos para condiciones del tiempo variables. Como el análisis de los datos de un período tan largo serían demasiado incómodos para servir como ejemplo, se ha compuesto un hidrograma ficticio para explicar los principios del análisis.

Se excluyen así las discrepancias en los datos, de forma que el análisis pueda ser confinado a un período corto con un único máximo de descarga importante. En realidad, debía analizarse un período más largo con muchos máximos de descarga. El procedimiento es sin embargo el mismo.

Se supone que se han registrado continuamente las descargas para la cuenca ficticia de recepción del "Río Fluvius" durante cuatro semanas de mayo en el año 2000. En la zona de recepción puede diferenciarse un fondo de valle de unas zonas altas. El fondo del valle está bien drenado por un sistema más bien denso de zanjas, mientras que en las tierras más altas también se presentan zanjas, pero están más ampliamente esparcidas.

El hidrograma ficticio se muestra en la Figura 5.

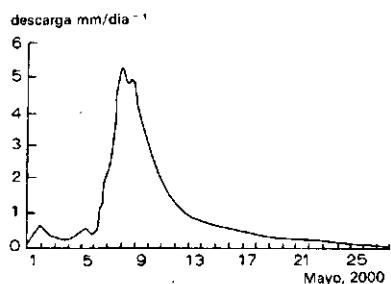


Fig. 5. Hidrograma observado (ejemplo numérico del análisis de un hidrograma).

Los listados de la Tabla 2 son los datos básicos de la precipitación medida (Columna 2) y la evapotranspiración de "secuencia standard" (Columna 3). La Tabla 3 muestra los valores de la descarga (valores observados y corregidos).

El período elegido para el análisis se extiende desde el comienzo del primer día de mayo hasta el final del día 23 de mayo, porque en estos momentos las descargas observadas son iguales, de forma tal que puede esperarse que los almacenamientos de agua sean también aproximadamente los mismos.

16.4.1 Descifrado del hidrograma

Para descifrar el hidrograma se aplica el siguiente procedimiento:

1. Se calcula primeramente la precipitación efectiva (Tabla 2, Columna 2). Esto se hace calculando para cada día la diferencia entre la precipitación diaria y la evapotranspiración diaria (Columna 4). Los valores negativos acumulados se anotan en la Columna 5, que representa el déficit de humedad del suelo y los valores positivos en la Columna 6, que representa la precipitación efectiva.

2. Entonces se calcula el volumen de escorrentía total a partir de la distribución de frecuencias de la descarga, como se deduce del hidrograma (Tabla 4).

TABLA 2. Datos básicos de la cuenca del río "Fluvius"

1	2	3	4	5	6
-1					
1	3,8	1,8	+ 2,0		+ 2,0
2	0,8	1,8	- 1,0	- 1,0	
3	1,2	1,8	- 0,6	- 1,6	
4	5,4	1,8	+ 3,6		+ 2,0
5	-	1,8	- 1,8	- 1,8	
6	7,6	1,8	+ 5,8		+ 4,0
7	21,8	1,8	+20,0		+20,0
8	7,8	1,8	+ 6,0		+ 6,0
9	1,0	1,8	- 0,8	- 0,8	
10	0,2	1,8	- 1,6	- 2,4	
11	-	2,1	- 2,1	- 4,5	
12	-	2,1	- 2,1	- 6,6	
13	5,7	2,1	+ 3,6	+ 3,0	
14	1,1	2,1	- 1,0	- 4,0	
15	3,6	2,1	+ 1,5	- 2,5	
16	0,3	2,1	- 1,8	- 4,3	
17	-	2,1	- 2,1	- 6,4	
18	-	2,1	- 2,1	- 8,5	
19	-	2,1	- 2,1	-10,6	
20	-	2,1	- 2,1	-12,7	
21	-	2,5	- 2,5	-15,2	
22	0,6	2,5	- 1,9	-17,1	
23	-	2,5	- 2,5	-19,6	
24	-	2,5	- 2,5	-22,1	
25	-	2,5	- 2,5	-24,6	
26	-	2,5	- 2,5	-27,1	
27	-	2,5	- 2,5	-29,6	+
					34,0

Columna

- 1: fecha
- 2: precipitación medida (mm)
- 3: evapotranspiración según la secuencia standard (mm)
- 4: precipitación diaria menos evapotranspiración diaria
- 5: déficit de humedad calculado (mm)
- 6: precipitación efectiva (mm)

TABLA 3. Descarga de la cuenca del río "Fluvius"

1	2	3	4	5
-1	0,12			
1	0,60			
2	0,28			
3	0,21			
4	0,48			
5	0,40			
6	2,20			
7	5,32			
8	4,67	5,07	1,12	3,95
9	3,03	3,43	1,06	2,37
10	2,03	2,43	1,01	1,42
11	1,41	1,81	0,96	0,85
12	1,02	1,42	0,91	0,51
13	0,77	1,17	0,87	0,30
14	0,61	1,01	0,83	0,18
15	0,50	0,90	0,79	0,11
16	0,41	0,81	0,75	0,06
17	0,35	0,75	0,71	0,04
18	0,29	0,69		
19	0,25	0,65		
20	0,22	0,62		
21	0,18	0,58		
22	0,15	0,55		
23	0,12	0,52		
24	0,10	0,50		
25	0,07	0,47		
26	0,05	0,45		

Columna

- 1: fecha
- 2: descarga observada al final del enésimo día
- 3: descarga durante la recesión corregida por las pérdidas de agua freática
- 4: lecturas del diagrama para los factores de reacción más pequeños
- 5: descarga durante la recesión del embalse de reacción más rápida

La Columna 1 de la Tabla 4 da los límites de las clases de la descarga; la Columna 2 da el número de días en que la descarga excede cada límite de clase y la Columna 3 da los valores de la Columna 2 como un porcentaje de la longitud del período. La Columna 4 da los intervalos de las clases con la diferencia de dos valores consecutivos de la Columna 1, mientras que la Columna 5 da los días de excedencia, como la media de dos valores consecutivos de la Columna 2. La Columna 6 es el resultado de multiplicar los valores de la Columna 4 por los de la Columna 5 y representa el volumen de la descarga por clases. La suma de los valores de la Columna 6 es igual al volumen de escorrentía total.

3. Del balance del volumen de descarga total (suma de valores de la Columna 6 de la Tabla 4) y de la precipitación efectiva total (suma de los valores de la Columna 6, Tabla 2) se obtienen las pérdidas por filtración de la cuenca:

$$24,8 - 34,0 = -9,2, \text{ esto es } \frac{-9,2}{23} = -0,4 \text{ mm/día}$$

4. Seguidamente se traza la rama descendente (recesión) del hidrograma (Columna 2 de la Tabla 3), en papel semilogarítmico, empezando en el momento en que la precipitación efectiva llega a su fin, es decir el 8 de mayo (Fig.6).

TABLA 4. Cálculo de la distribución de la frecuencia de la descarga

Límite de las clases	Excedida durante	%	Intervalo entre clases	x	Número medio de	Contenido por clases
(mm/día)	(días)	%	(mm/día)		(días)	4 x 5
1	2	3	4		5	6
0,0	23,0		0,10	x	23,00	= 2,30
0,1	23,0	100	0,10	x	21,40	= 2,14
0,2	19,8	86	0,20	x	16,30	= 3,26
0,4	12,8	56	0,20	x	10,90	= 2,18
0,6	9,0	39	0,20	x	8,20	= 1,64
0,8	7,4	32	0,20	x	7,00	= 1,40
1,0	6,6	29	0,40	x	6,00	= 2,40
1,4	5,4	23,5	0,40	x	5,00	= 2,00
1,8	4,6	20	0,40	x	4,20	= 1,68
2,2	3,8	16,5	0,40	x	3,50	= 1,40
2,6	3,2	14	0,49	x	2,90	= 1,16
3,0	2,6	11,5	1,00	x	2,10	= 2,10
4,0	1,6	7	1,00	x	1,10	= 1,10
5,0	0,6	2,5	0,32	x	0,30	= 0,10
5,32 (punta)	0,0	0				<u>24,86</u>

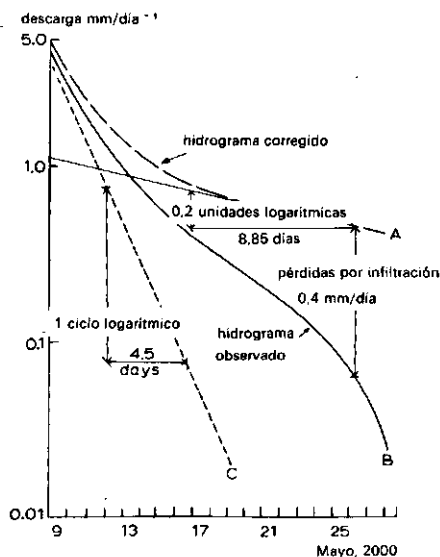


Fig. 6. Representación de la parte de recesión del hidrograma en papel semilogarítmico (ejemplo numérico del análisis del hidrograma).

La curvatura hacia abajo de esta curva muestra la existencia de una pérdida por filtración.

5. En la Columna 3 de la Tabla 3 las pérdidas por infiltración (0,4 mm/día) se han añadido a la descarga observada y la curva descendente del hidrograma así corregido se ha trazado nuevamente en papel semilogarítmico. La parte final, más baja, de la rama descendente se traza ahora como una línea recta.

6. De la pendiente de esta línea recta podemos obtener el factor de reacción para el embalse con la reacción más lenta:

$$\alpha_s = 2,30 \frac{\log q_1 - \log q_2}{t_2 - t_1}$$

$$\alpha_s = \frac{2,30 \times 0,2}{8,85} = 0,05 \text{ día}^{-1}$$

7. Si ahora se prolonga la línea recta de la Figura 6 hacia la izquierda, se pueden determinar las diferencias diarias entre la línea prolongada y el hidrograma de descarga corregido (Columna 5, Tabla 3). Estas diferencias pueden considerarse como el flujo de uno o más embalses con reacciones más rápidas.

8. Ahora se representan nuevamente los valores de la Columna 5 de la Tabla 3 en papel semilogarítmico (Fig. 6). Esto da lugar a una línea recta, que indica

únicamente un embalse de reacción más rápida. El factor de reacción obtenido de la pendiente de esta línea recta es:

$$\alpha_f = 2,30 \frac{\log q_1 - \log q_2}{t_2 - t_1}$$

$$\alpha_f = \frac{2,30 \times 1}{4,5} = 0,51 \text{ día}^{-1}$$

En este ejemplo está claro que solamente se necesitan describir dos factores de reacción del hidrograma de descarga.

16.4.2 Determinación de los factores de reducción y reconstrucción del hidrograma

El hidrograma de la descarga del ejemplo mostró dos embalses de agua freática lineales con factores de reacción $\alpha_s = 0,05$ y $\alpha_f = 0,51$. El primer factor de reacción es del orden de magnitud que se espera para una zona insuficientemente drenada, cuyo resultado puede ser llamado "descarga de zonas pantanosas" (más adelante indicando por el sub-índice, m). El segundo es del orden de magnitud de una zona con terrenos bien drenados, dando "descarga de los terrenos" ¹ (sub-índice f).

Ahora se recalculará "la descarga de las tierras pantanosas" y "la descarga de los terrenos" como si cada una fuese el resultado de toda la cuenca.

En primer lugar se necesitan los valores iniciales ($q_{m,0}$ y $q_{f,0}$), es decir, las descargas del embalse que estaban fluyendo el primer día del período de cálculo, debido a precipitaciones anteriores. Deberán considerarse períodos largos especialmente con factores de reacción pequeños. El método de cálculo ordinario resulta engorroso y es deseable una simplificación. Esta se presenta por la fórmula:

$$q_o = \frac{1 - e^{-\alpha}}{e^{-\alpha}} \sum e^{n\alpha} p_{e,n}$$

¹ Quizás sería más correcto emplear la expresión "descarga de áreas bien drenadas".

Se ha comprobado que se obtiene un resultado suficientemente preciso cuando se usan precipitaciones diarias, con α en días^{-1} , únicamente durante los 20 días precedentes. Precipitaciones anteriores pueden ser utilizadas con valores medios de periodos de diez días, utilizando α en $(10 \text{ días})^{-1}$. Después de un total de 6 periodos de diez días, son apropiados valores mensuales hasta un total de 6 meses. Para periodos anteriores, pueden aplicarse medias trimestrales.

Esto puede ser aclarado con el siguiente ejemplo. De los datos dados en la Tabla 5, se calcula $q_{o,m}$ para la descarga de la zona pantanosa ($\alpha_m = 0,05 \text{ día}^{-1}$) en la Tabla 6. Resulta que las precipitaciones de los 6 meses anteriores afectan al valor $q_{m,o}$ que llega a ser 0,99 mm/día.

TABLA 5. Precipitación efectiva del período anterior al 1 de mayo, año 2000, es decir precipitación medida reducida por la evaporación en la forma usual.

Los días no mencionados tienen una precipitación efectiva 0.

$n = 0$ para el 1^o de mayo

valores *diarios* para Abril del 2000

fecha	n	mm/día
22	- 9	3
20	-11	5
18	-13	8
14	-17	5
12	-19	2
11	-20	2
<hr/>		
8		2
7		3
6	- 3 (diez días)	1 0,8 mm/día

periodos de 10 días para Marzo del 2000

	n	mm/día
1 ^{er} per.	- 4	0,1
2 ^{er} per.	- 5	1,5
3 ^{er} per.	- 6	0,4

meses anteriores a los 6 periodos de 10 días

Febr.	- 3	2,3
Ener.	- 4	1,4
Dic.	- 5	2,0
Nov.	- 6	1,7
<hr/>		
Oct.		1,0
Sep.	- 3	0,4
Ag.	(trimestre)	0,1

0,5
mm/día

TABLA 6. Cálculo de q_0

n	$-n \times \alpha$	$P_{e,n}$	$e^{n\alpha}$	$e^{-n\alpha} \times P_{e,n}$
días	mm/día			
- 1	-	-	-	-
- 2	-	-	-	-
- 3	-	-	-	-
- 4	-	-	-	-
- 5	-	-	-	-
- 6	-	-	-	-
- 7	-	-	-	-
- 8	-	-	-	-
- 9	0,45	3	0,64	1,92
- 10	-	-	-	-
- 11	0,55	5	0,58	2,90
- 12	-	-	-	-
- 13	0,65	8	0,52	4,16
- 14	-	-	-	-
- 15	-	-	-	-
- 16	-	-	-	-
- 17	0,85	5	0,43	2,15
- 18	-	-	-	-
- 19	0,95	2	0,39	0,78
- 20	1,00	2	0,37	<u>0,74</u> +

$$\begin{aligned}\alpha &= 0,05 \text{ día}^{-1} \\ &= 0,5 (10 \text{ días})^{-1} \\ &= 1,5 \text{ mes}^{-1} \\ &= 4,5 \text{ trimestre}^{-1}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e^{-\alpha} \text{ para} \\ \text{días} &= 0,95 \\ (10 \text{ días}) &= 0,61 \\ \text{mes} &= 0,22 \\ \text{trimestres} &= 0,01\end{aligned}$$

$$\frac{1-e^{-\alpha}}{e^{-\alpha}} \Sigma(\text{días}) = \frac{0,05}{0,95} \times 12,65 = 0,67 \text{ mm/día}$$

períodos de 10 días

- 3	1,50	0,8	0,224	0,179
- 4	2,00	0,1	0,135	0,014
- 5	2,50	1,5	0,082	0,123
- 6	3,00	0,4	0,050	<u>0,020</u> +

$$\frac{1-e^{-\alpha}}{e^{-\alpha}} \Sigma(\text{días}) = \frac{0,39}{0,61} \times 0,336 = 0,21 \text{ mm/día}$$

meses

- 3	4,50	2,3	0,0111	0,0255
- 4	6,00	1,4	0,0025	0,0035
- 5	7,50	2,0	0,0006	0,0012
- 6	9,00	1,7	0,0001	<u>0,0002</u> +

$$\frac{1-e^{-\alpha}}{e^{-\alpha}} \Sigma(\text{meses}) = \frac{0,78}{0,22} \times 0,0304 = 0,11 \text{ mm/día}$$

trimestres

- 3	13,5	0,5	0,0000014	
- 4			tan pequeños que	
- 5			el resto tiende	
- 6			hacia cero	
etc.				+

$$\frac{1-e^{-\alpha}}{e^{-\alpha}} \Sigma(\text{trimestres}) = \text{---} \times \text{cero} = 0,00 \text{ mm/día} +$$

$$q_0 = 0,99 \text{ mm/día}$$

El cálculo de la descarga del terreno es exactamente el mismo, sólo que mucho más corto a causa del factor de reacción más alto ($0,51 \text{ día}^{-1}$). Se lee:

n	$-n \times \alpha$	$P_{e,n}$	$e^{n\alpha}$	$e^{n\alpha} \times P_{e,n}$	q_o
-9	4,59	3	0,010	0,030	
-11	5,61	5	0,004	0,020	
-13	6,63	8	0,001	0,008	

Como $e^{n\alpha}$ se hace muy pequeño,

el resto estimado es aproximadamente

$$\underline{0,001} \pm$$

$$\frac{1 - e^{-\alpha}}{-\alpha} \Sigma(\text{días}) = \frac{0,40}{0,60} \times 0,059 = 0,04 \text{ mm/día}$$

Por consiguiente los valores iniciales para el nuevo cálculo son:

$$q_{m,o} = 0,99 \text{ mm/día}$$

$$q_{f,o} = 0,04 \text{ mm/día}$$

Para determinar los factores de reducción y reconstruir el hidrograma, se procederá como sigue:

1. Primeramente se calcula la descarga de las tierras pantanosas (q_m) y la descarga del terreno (q_f) con la Ec.(3). El resultado se muestra en la Tabla 7. La línea 2 de la Tabla 7 da la precipitación efectiva.

Introduciendo el factor de reacción para la descarga de las tierras pantanosas ($q_m = 0,05 \text{ día}^{-1}$) en la Ec.(3) se obtiene:

$$q_{m,n} = q_{m,n-1} e^{-0,05} + P_{e,n} (n - e^{-0,05})$$

$$q_{m,n} = 0,095 q_{m,n-1} + 0,05 P_{e,n}$$

En la línea 3 de la Tabla 7, $P_{e,n}$ se multiplica por 0,05 y en la línea 4, $q_{m,n-1}$ se multiplica por 0,95.

La suma de las líneas 3 y 4 se muestra en la línea 5 y representa el cálculo de

TABLA 7. Determinación de los factores de reducción y reconstrucción del hidrograma

Reconstrucción del hidrograma																								
Río FLUVIUS																								
Mes: Mayo																								
Año: 2000																								
línea																								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23		
2,0	-	-	2,0	-	4,0	20,0	6,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
0,10			0,10		0,20	1,00	0,30																	
0,94	0,99	0,94	0,89	0,94	0,89	1,04	1,94	2,12	2,02	1,91	1,82	1,73	1,65	1,57	1,49	1,42	1,34	1,28	1,21	1,15	1,09	1,04		
1,04	0,99	0,94	0,99	0,94	1,09	2,04	2,24	2,12	2,02	1,91	1,82	1,73	1,65	1,57	1,49	1,42	1,34	1,28	1,21	1,15	1,09	1,04		
0,80			0,80		1,60	8,00	2,40																	
0,02	0,49	0,29	0,17	0,58	0,35	1,17	5,50	4,74	2,84	1,70	1,02	0,61	0,37	0,22	0,13	0,08	0,05	0,03	0,02	0,01	0,01	0,00		
0,82	0,49	0,29	0,97	0,58	1,95	9,17	7,90	4,74	2,84	1,70	1,02	0,61	0,37	0,22	0,13	0,08	0,05	0,03	0,02	0,01	0,01	0,00		
Zonas pantanosas: m = 0,5 y Campo: m _f = 0,5 Filtración de la cuenca = - 0,40 mm/día																								
0,52	0,50	0,47	0,50	0,47	0,55	1,02	1,12	1,06	1,01	0,96	0,91	0,87	0,83	0,79	0,75	0,71	0,67	0,64	0,61	0,58	0,55	0,52		
0,41	0,25	0,15	0,49	0,29	0,97	4,58	3,95	2,37	1,42	0,85	0,51	0,30	0,18	0,11	0,06	0,04	0,02	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00		
0,93	0,75	0,62	0,99	0,76	1,52	5,60	5,07	3,43	2,43	1,81	1,42	1,17	1,01	0,90	0,81	0,75	0,69	0,65	0,62	0,58	0,55	0,52		
0,53	0,35	0,22	0,59	0,36	1,12	5,20	4,67	3,03	2,03	1,41	1,02	0,77	0,61	0,50	0,41	0,35	0,29	0,25	0,22	0,18	0,14	0,12		
- 0,40 =																								
q _n ^{co}																								

la descarga de las tierras pantanosas en mm/día^{-1} por unidad del área de embalse. Las líneas 6, 7 y 8 representan el mismo procedimiento para la descarga del terreno.

2. Se determinan entonces los factores de reducción m_m y m_f de los embalses para la descarga de las tierras pantanosas y la descarga del terreno, respectivamente. Ambos embalses en conjunto representan el área de la cuenca total, así, $m_m + m_f = 1$.

Para reducir la influencia de las inexactitudes de observación, los factores de reacción pueden determinarse mejor en un período con una descarga relativamente alta.

Hay dos incógnitas: por lo tanto se necesitan dos ecuaciones, la primera $m_m + m_f = 1$ y la segunda se adopta de las características de descarga del área (Ec.10) y se representa.

$$m_f q_f + m_m q_m = q_a - \text{filtraciones de la cuenca receptora corregidas} = \\ = q \text{ corregida}$$

Para el día 9 de Mayo la segunda ecuación da (valores calculados de las líneas 5 y 8 de la Tabla 7 y Columna 3 de la Tabla 3)

$$2,12 m_m + 4,74 m_f = 3,43 \text{ mm/día}$$

y después de sustituirlo en la primera ecuación,

$$2,12 m_m + 4,74 (1 - m_m) = 3,43 \text{ mm/día}$$

que da

$$m_m = 0,5 \text{ y } m_f = 0,5$$

En este ejemplo se analiza y reconstruye únicamente un período corto.

Cuando se analiza un período más largo con bastantes picos de descarga, se encuentran a menudo diferentes valores de los factores de reducción. Estos valores deben relacionarse con las condiciones del agua freática de la cuenca, es decir, con la descarga calculada del embalse de reacción más lenta, q_s ,

que generalmente indica bastante bien las condiciones del agua freática. Debe recordarse que los factores de reducción se interpretan como las fracciones de superficie ocupadas por los embalses separados y que las variaciones en las fracciones de área se originan de cauces que están alternativamente secos y conduciendo agua, de forma que el área adyacente pertenece periódicamente sea a un embalse de reacción más rápida sea a uno de reacción más lenta.

3. Se multiplica ahora la descarga calculada de las tierras pantanosas (Línea 5 de la Tabla 7) y la descarga calculada del terreno (Línea 8 de la Tabla 7) por las fracciones de superficie. Los resultados se muestran en las líneas 10 y 11 de la Tabla 7. De la suma de las líneas 10 y 11, que figuran en la Línea 12, se restan las pérdidas por filtración de la cuenca en la Línea 13. La Línea 13 representa el hidrograma de descarga reconstruido.

4. Después de la terminación de ambos análisis y de la reconstrucción del hidrograma, se tiene aún que comprobar si la ecuación de balance de agua de la que se calculó el valor de la filtración de la cuenca era suficientemente correcto. Los cálculos de la Tabla 7 (Líneas 5, 8 y 13) muestran que los valores 0,12 encontrados para q_o^{co} y q_{23}^{co} no son equivalentes. Contienen diferentes porciones de ambos tipos de descarga. Aplicando la Ecuación (1) ($S = q/\alpha$), encontramos que el aumento de almacenamiento de agua para el embalse de las tierras pantanosas es

$$m_m \frac{(1,04 - 0,99)}{0,05} = 1,00 \quad m_m = 0,50 \text{ mm}$$

De la misma forma el embalse de la descarga del terreno muestra una disminución de

$$m_f \frac{(0,04 - 0,00)}{0,51} = 0,08 \quad m_f = 0,04 \text{ mm}$$

Así durante el período del análisis permanecen en la zona 0,46 mm en cada 23 días ó 0,02 mm/día. Por consiguiente el valor correcto de las pérdidas por filtración en la cuenca ascienden a $0,40 - 0,02 = 0,38 \text{ mm/día}$.

Afortunadamente la diferencia entre este valor y el primitivo, 0,40 mm, es tan pequeña, que no hay necesidad de volverlo a considerar en el análisis.

Evaluación

La bondad del ajuste del hidrograma reconstruido puede juzgarse visualmente representando el hidrograma reconstruido y el observado (Fig.7).

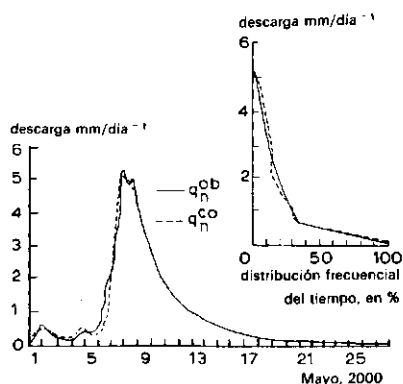


Fig.7. Comparación del hidrograma construido y observado (ejemplo numérico del análisis de un hidrograma).

Las diferencias entre el hidrograma observado y el hidrograma reconstruido son inevitables. Algunos errores son debidos a la simplificación del modelo, y se producen errores aleatorios porque la precipitación de la cuenca se calcula de la lluvia puntual derivada de las estaciones pluviométricas que subestiman la precipitación real en grado diverso. Lo mismo se aplica para el déficit de humedad calculado que se requiere para estimar la precipitación efectiva.

La bondad del ajuste puede por consiguiente juzgarse mejor comparando la curva de descarga - frecuencia, del hidrograma reconstruido, con la curva descarga - frecuencia, del hidrograma observado (ver Tabla 4, Fig.7).

Cuando la curva, descarga - frecuencia, del hidrograma reconstruido da un buen ajuste con la curva, descarga - frecuencia, del hidrograma observado, el modelo puede considerarse lo suficientemente preciso para los fines de reconstrucción. Es aconsejable comprobar el resultado calculando la descarga - frecuencia para un período no utilizado en el análisis, pero del que se dispongan datos medidos de la descarga.

16.5 Ejemplos de zonas analizadas

16.5.1 La cuenca "Kleine Dommel"

La cuenca "Kleine Dommel" (DE ZEEUW, 1966) está situada en la parte sur de Holanda.

Datos generales

- superficie: 19,100 ha
- relieve: ondulado
- suelo: arenoso con algo de suelo franco en el valle
- condiciones de drenaje: distancia media entre los cauces de agua principales 2-3 km; espaciamiento variable entre zanjas en los valles; sin drenaje por tubos
- uso de la tierra: bosque de pinos y tierra arable en los terrenos más altos; pastos en los valles y en algunos terrenos llanos más altos; superficies de cauces abiertos de agua y superficies pavimentadas despreciables
- datos hidrológicos: datos de descarga en un período de cinco años (1957-1961); datos de precipitaciones diarias medias de 3 estaciones; datos de evaporación determinados según una secuencia standard.

Análisis

El balance de agua en todo el período mostró unas pérdidas medias por filtración en la cuenca de 0,30 mm por día. Los hidrogramas observados se corrigieron añadiendo este valor a la descarga diaria medida. Usando datos de descarga de períodos secos largos (es decir únicamente descarga de los embalses de reacción más lenta), pueden determinarse el factor de reacción α_s , y su fracción de superficie m_s . Seguidamente, se calcularon las fluctuaciones a lo largo del año de la descarga de filtración.

Restando la descarga de filtración calculada del hidrograma observado corregido, se obtuvo el hidrograma de la descarga de las zonas con zanjas, es decir, aquellas áreas que tienen una reacción más rápida. Un análisis posterior mostró que este hidrograma se caracteriza por dos factores de reacción, uno atribuible a la descarga de las zonas pantanosas, α_m , el otro a la descarga de los terrenos, α_f . Finalmente para ambos tipos de descarga se calcularon las fracciones de superficie, m_m y m_f , que resultaron ser variables (ver más adelante). Para la cuenca

"Kleine Dommel" en su conjunto, la característica de descarga del área, Ec.(10), es:

$$q_n = m_{s,n} q_{s,n} + m_{m,n} q_{m,n} + m_{f,n} q_{f,n} - 0,30 \text{ mm/día}$$

donde

$$q_{s,n} = q_{s,n-1} e^{-\alpha_s} + P_{e,n}(1 - e^{-\alpha_s})$$

$$q_{m,n} = q_{m,n-1} e^{-\alpha_m} + P_{e,n}(1 - e^{-\alpha_m})$$

$$q_{f,n} = q_{f,n-1} e^{-\alpha_f} + P_{e,n}(1 - e^{-\alpha_f})$$

y donde, según el análisis,

$$\alpha_s = 0,003 \text{ día}^{-1}$$

$$\alpha_m = 0,07 \text{ día}^{-1}$$

$$\alpha_f = 0,6 \text{ día}^{-1}$$

Los valores variables de las fracciones de superficie se relacionan con la descarga por filtración calculada (Tabla 8).

TABLA 8. Relación entre las fracciones de superficie y la descarga por filtración en la cuenca "Kleine Dommel"

$q_{s,n}$	$m_{s,n}$	$m_{m,n}$	$m_{f,n}$
<i>mm/día</i>			
< 0,90	0,60	0,30	0,10
0,90 - 1,05	0,60	0,25	0,15
1,05 - 1,20	0,60	0,20	0,20
1,20 - 1,35	0,60	0,15	0,25
> 1,35	0,50	0,15	0,35

Las distribuciones frecuenciales de las descargas reconstruidas y observadas se dan en la Figura 8.

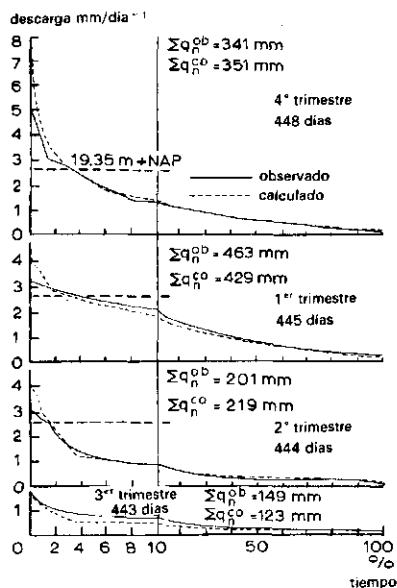


Fig. 8. Distribuciones de frecuencias de las descargas calculadas y observadas del "Kleine Dommel" para el periodo 10.XI. 1956 a 1.XI.1961.

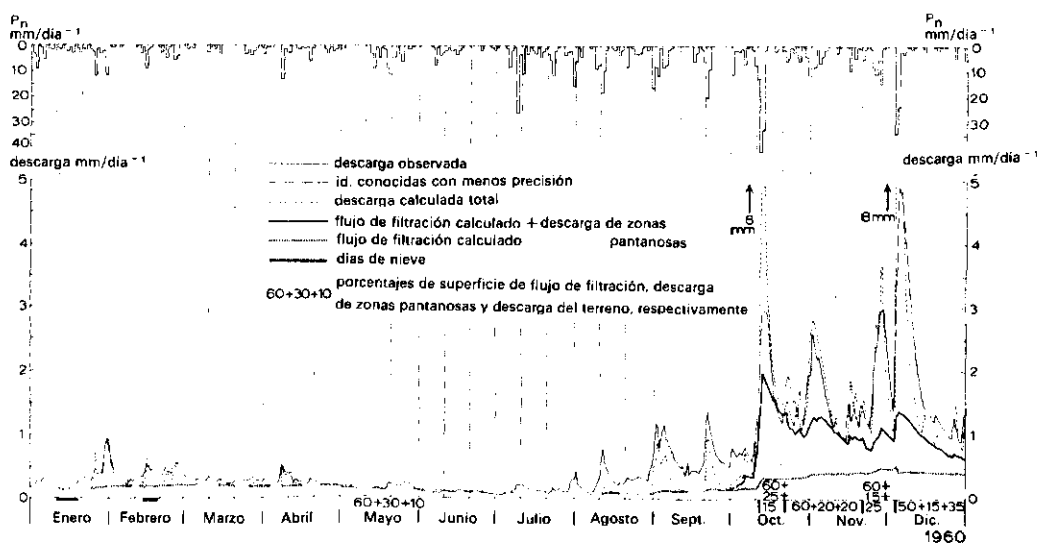


Fig. 9. Datos del hidrograma para el "Kleine Dommel" (19.100 ha).

La Figura 9 da detalles correspondientes al año 1960. Las diferencias entre las frecuencias calculadas y observadas de intensidades altas de descarga son debidas al hecho de que en la situación real parte de la descarga punta se acumula como almacenamiento superficial, es decir, se producen inundaciones, causadas por una capacidad de transporte inadecuada de los sistemas fluviales existentes. Ciertas observaciones revelaron que se produce desborde de las orillas cuando el nivel del agua alcanza 19,35 m + NAP, que corresponde con una capacidad de transporte de 2,5 a 3,0 mm/día (ver Fig.8).

Las mejoras de estos cauces de agua disminuirían las inundaciones, pero causarían un aumento en los máximos de descarga. El hidrograma de descarga reconstruido es una predicción de las intensidades de la descarga que podrían esperarse si los dispositivos de la descarga fueran adecuados, o en otras palabras, si los cauces de agua tuvieran las dimensiones requeridas.

Otra conclusión es que es completamente diferente si fuertes precipitaciones (digamos 30 mm/día) suceden a un período húmedo o seco. Después de un largo período seco, el flujo de filtración calculado puede ser tan pequeño como 0,8 mm/día. En tales condiciones, solamente el 10% de la cuenca originará descarga del terreno (Tabla 8, última columna), que, a su vez, causará un máximo de:

$$\begin{aligned} q_{f,n} &= m_f P_{e,n} (1 - e^{-\alpha_f}) = \\ &= 0,10 \times 50 (1 - e^{-0,60}) = \\ &= 0,10 \times 50 \times 0,45 = 2,25 \text{ mm/día} \end{aligned}$$

En un período húmedo, en que el caudal de filtración calculado puede llegar a ser de 1,4 mm/día, 35% de la superficie contribuirá al máximo de descarga del terreno que será de

$$q_{f,n} = 0,35 \times 50 \times 0,45 = 7,88 \text{ mm/día}$$

Por consiguiente, para disponer de la distribución de frecuencias correcta de los máximos de la descarga una cuenca de escurrimiento de agua subsuperficial con fracciones de superficie variables, debe reconstruirse la secuencia completa de la descarga.

16.5.2 La cuenca "Geul"

La cuenca "Geul" (DE ZEEUW, 1966) está situada parte en la zona más al sur de Holanda y parte en Bélgica y Alemania.

Datos generales

- superficie: 30.500 ha
- relieve: montañoso, paredes del valle pendientes
- suelo: franco; en el 20% de la superficie la roca madre se encuentra cerca de la superficie del terreno
- condiciones de drenaje: los ríos están alejados, se observa frecuentemente escorrentía superficial y no hay zanjas o drenes enterrados
- datos hidrológicos: datos de descarga en tres años (1955 - 1958); se dispone de precipitaciones medias diarias de dos estaciones; evaporación según la secuencia standard.

Análisis

El balance de agua de todo el período mostró unas pérdidas medias por filtración de 0,20 mm/día. El hidrograma observado se corrigió añadiendo este valor a la descarga diaria medida. Para obtener el hidrograma de la descarga subsuperficial, hay que separar en primer lugar los máximos originados de la escorrentía superficial q_r .

Estos máximos fueron llevados a un papel semilogarítmico para obtener el factor de reacción de la escorrentía superficial, α_r . Seguidamente se determinaron las porciones, $P_{r,n}$, de la precipitación medida que originan la escorrentía superficial considerándolas iguales al volumen de agua contenido en los máximos individuales. Pueden establecerse relaciones bastante simples entre $P_{r,n}$ y la precipitación medida, relaciones que difieren por causa de las diferentes condiciones de clima precedentes. En el caso actual tienen que utilizarse relaciones diferentes cuando tres días precedentes tienen un exceso de evaporación creciente, un exceso de evaporación decreciente o un exceso de precipitación.

Seguidamente se substraen los valores de $P_{r,n}$ deducidas de las relaciones indicadas de la precipitación media. La precipitación así reducida entra en el cálculo de la precipitación efectiva, que se añade a los embalses de agua freática.

Análisis posteriores mostraron que la parte de escorrentía de agua subsuperficial del hidrograma puede caracterizarse por dos factores de reacción. Uno es atribuible a la descarga de las zonas pantanosas del área muy húmeda con roca madre superficial, α_m , el otro al flujo de la filtración del resto de la cuenca con suelos moderadamente permeables y grandes distancias entre las ramas de los ríos, α_s .

Las fracciones de superficie del embalse por filtración, m_s , y del embalse de las tierras pantanosas, m_m , se encontró que son constantes, es decir independientes de los cambios en el nivel de la capa de agua ($m_s = 0,2$ y $m_m = 0,8$).

Esto está de acuerdo con el hecho de que las fracciones de superficie se relacionan con la geología de la zona, es decir con la profundidad de la roca madre, en vez de con las condiciones del agua subsuperficial.

Para la cuenca de Geul las características de la descarga de la zona, Ec.(10), son:

$$q_n = 0,2 q_{s,n} + 0,8 q_{m,n} + q_{r,n} - 0,20 \text{ mm/día}$$

donde

$$q_{s,n} = q_{s,n-1} e^{-\alpha_s} + P_{e,n}(1 - e^{-\alpha_s})$$

$$q_{m,n} = q_{m,n-1} e^{-\alpha_m} + P_{e,n}(1 - e^{-\alpha_m})$$

$$q_{r,n} = q_{r,n-1} e^{-\alpha_r} + P_{r,n}(1 - e^{-\alpha_r})$$

$P_{r,n}$ = porción de la precipitación medida que constituye la escorrentía superficial en el enésimo día

$P_{e,n}$ = precipitación efectiva en el enésimo día, obtenida del resto de la precipitación medida después de sustraer $P_{r,n}$

y de acuerdo con el análisis:

$$\alpha_s = 0,005 \text{ día}^{-1}$$

$$\alpha_m = 0,05 \text{ día}^{-1}$$

$$\alpha_r = 1,4 \text{ día}^{-1}$$

Los resultados de la reconstrucción en cerca de 4 años y medio se resumen en la Fig.10 y se muestran en la Fig.11 detalles correspondientes al año 1956. Para descargas bajas, los hidrogramas observados y reconstruidos muestran un buen ajuste. Para descargas altas, el ajuste no es tan bueno, pero teniendo en cuenta la rápida reacción debida a la escorrentía superficial, puede considerarse satisfactoria.

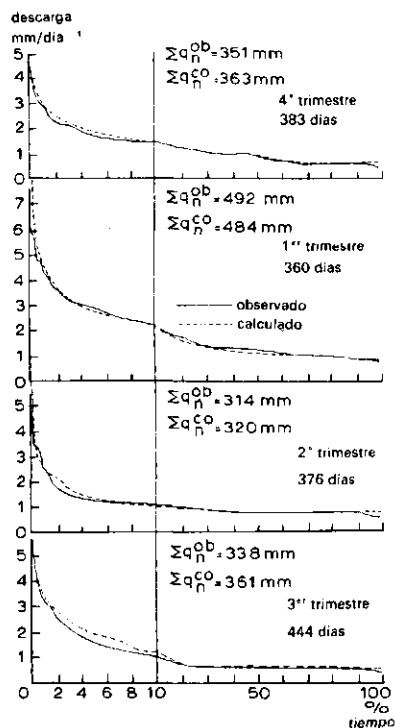


Fig.10. Distribución de frecuencias de los hidrogramas calculados y observados de "Geul" para el periodo 1.I.1955 al 1.XI.1958 y 5.VI.1959 al 15.XII.1959.

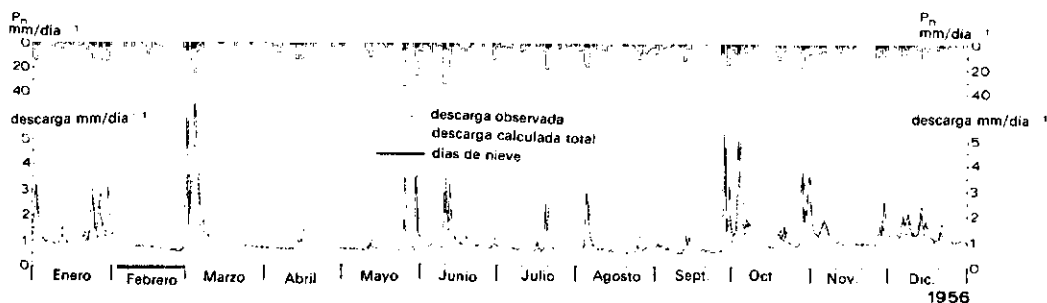


Fig.11. Datos del hidrograma para el "Geul" (30,500 ha). Las partes en negro del modelo de precipitación corresponden a $P_{r,n}$.

El criterio más importante por el que se juzga la precisión del análisis es, sin embargo, la concordancia entre las curvas de distribución frecuencial, y en este caso es perfectamente aceptable.

16.6 Observaciones finales

Resulta completamente claro de los apartados anteriores de este capítulo, que es imposible obtener una similitud perfecta entre el hidrograma observado y el reconstruido, debido a inexactitudes inevitables en los datos hidrológicos, principalmente en las precipitaciones. Incluso así, el análisis da una idea del sistema de escorrentía de la cuenca.

Hay dos causas principales de las discrepancias. En primer lugar, las estaciones pluviométricas tienden a infravalorar la precipitación, pero el modelo se acomoda a la infravaloración media que resulta del tipo y emplazamiento de la estación(es) pluviométrica(s) utilizada(s). (Por consiguiente resultan completamente inútiles registros de precipitación cuando se produce un cambio en el tipo o emplazamiento de la estación pluviométrica.) La infravaloración real de tormentas separadas, sin embargo, varía con el tamaño de las gotas y de la velocidad del viento. Esto significa que a veces se calcularán máximos de descarga demasiado altos y a veces demasiado bajos. En segundo lugar se miden lluvias puntuales que se sabe son también demasiado altas o demasiado bajas. Como resultado de todo ello las descargas calculadas estarán a veces sobreestimadas, otras veces subestimadas. Sin embargo en un período de bastantes años, estos efectos opuestos se contrarrestan. Por ésto, los análisis deben procurar una buena concordancia entre las distribuciones frecuenciales de la descarga observadas y las reconstruidas (Figs.8 y 10), y no dar prioridad a la semejanza entre los hidrogramas (Figs.9 y 11). Afortunadamente, la descarga de cálculo, a la que deben corresponder las estructuras de control de agua de la cuenca, se derivan de la distribución frecuencia-descarga (ver Apt. 16.1.2).

16.7 Bibliografía

- BOUSSINESQ, J. 1904. Recherche théorétiques sur l'écoulement des nappes d'eau infiltrées dans le sol et sur le débit des sources. Journal de mathématiques pures et appliquées. Vol.X, S. 5.
- DE ZEEUW, J.W. 1966. Analyse van het afvoerverloop van gebieden met hoofdzakelijk grondwaterafvoer. Thesis. Agricultural University, Wageningen. 139 pp.
- KRAIJENHOFF VAN DE LEUR, D.A. 1958. A study of nonsteady groundwater flow with special reference to a reservoir coefficient. De Ingenieur 70: 387-394.
- LINSLEY, R.K., KOHLER, M.A. y PAULHUS, J.L.M. 1958. Hydrology for engineers. McGraw-Hill Book Comp., 340 pp.
- VIERSMAN, JR., W. 1966. The hydrology of small impervious areas. Water Res. Research 2: 405-412.

Sugerencias para lecturas adicionales

- AMOROCHO, J. y HART, W.E. 1964. A critique of current methods on hydrologic system investigations. Trans. Am. Geophys. Union 45: 307-321.
- SUGAWARA, M. y MARUYAMA, F. 1956. A method of prevision of the river discharge by means of a rainfall model. Int. Ass. Sci. Hydrol. Publ. No.42: 71-76.

Principales símbolos empleados en el Volumen II

Símbolo	Descripción	Dimensiones
A	área de la sección transversal; área de una superficie horizontal amplitud de una onda	L^2 L
a	factor de geometría en la fórmula de Ernst	adimensional
B	anchura	L
b	anchura del fondo del canal	L
bx	factor de defasaje	adimensional
C	concentración de sales coeficiente de Chézy coeficiente de escorrentía corrección para el espaciamiento entre drenes	meq/litro $L^{1/2} T^{-1}$ adimensional L
$C_{1,2}$	constante	adimensional
C_t, c_t	funciones para el cálculo de la altura de la capa de agua	adimensional
c	resistencia hidráulica de una capa semipermeable velocidad de la onda	T LT^{-1}
D	espesor de un acuífero o de una capa saturada espesor de la capa por debajo del nivel de los drenes profundidad de la zona radicular	L
D_A, D_a	descarga de drenaje de un área o subárea bajo riego	LT^{-1}
d	espesor de la profundidad equivalente en la fórmula de Hooghoudt altura de agua aplicada a la parcela de riego	L
E	evapotranspiración módulo de elasticidad	LT^{-1} $ML^{-1} T^{-1}$
EC	conductividad eléctrica	$ohm^{-1} cm^{-1}$
ESP	porcentaje de sodio intercambiable	adimensional
e	eficiencia, base de los logaritmos naturales (Neperianos)	adimensional
e^{-ax}	factor de reducción de la amplitud	adimensional
erf(u)	función de error	adimensional

Símbolo	Descripción	Dimensiones
$\text{erfc}(u)$	función de error complementaria	adimensional
F_H, F_K, F_D	funciones de flujo de Hooghoudt, Kirkham y Dagan	adimensional
F	función	L^2
f	eficiencia de lavado	adimensional
G	ascenso capilar de agua en el suelo	LT^{-1}
$G(x,y)$	función de Green	adimensional
G_t, g_t	funciones para el cálculo de la descarga por los drenes	adimensional
g	aceleración de la gravedad	LT^{-2}
H	altura de la capa de agua sobre la capa impermeable en el punto medio entre los drenes	L
h	carga hidráulica; altura de la capa de agua por encima del nivel de los drenes, en el punto medio entre ellos	L
	profundidad saturada	L
I	cantidad efectiva de agua de riego	LT^{-1}
I_d	cantidad de agua de riego aplicada a la parcela	LT^{-1}
I_{ins}	velocidad de infiltración	LT^{-1}
I_{cum}	infiltración acumulada	L
$I_0(x)$	función modificada de Bessel de primera especie y orden cero	adimensional
$I_1(x)$	función modificada de Bessel de primera especie y orden uno	adimensional
$I(nt/k)$	función gamma incompleta de orden n	adimensional
IUH	hidrograma instantáneo	adimensional
i	volumen de agua infiltrado por unidad de longitud	L^2T^{-1}
j	coeficiente de embalse del agua freática	T
K	conductividad hidráulica	LT^{-1}
$K_0(x)$	función modificada de Bessel de segunda especie y orden cero	adimensional
$K_1(x)$	función modificada de Bessel de segunda especie y orden uno	adimensional

Símbolo	Descripción	Dimensiones
KD	transmisividad de la capa de suelo conteniendo a la de agua	$L^2 T^{-1}$
K/D	coeficiente de pérdidas (fuga) de una capa semi-permeable ($=1/c$)	T^{-1}
$(KDc)^{1/2}$	factor de pérdidas (fuga) de una capa semipermeable	L
k	tiempo de respuesta (retraso) de un recipiente de comportamiento lineal	T
L	longitud; espaciamiento entre drenes o pozos; longitud de surcos	adimensional
m	fracción superficial	adimensional
n	período de tiempo frecuencia	adimensional radianes T^{-1}
P	precipitación	LT^{-1}
Q	descarga	$L^3 T^{-1}$
q	descarga por unidad de anchura o de longitud descarga por unidad de superficie	$L^2 T^{-1}$ LT^{-1}
R	velocidad de recarga; percolación profunda	LT^{-1}
R^+	necesidades de lavado	LT^{-1}
RSC	valor del carbonato de sodio residual	meq/l
R, r	coordenada radial	adimensional
r	radio; distancia radial	L
S	escorrentía superficial coeficiente de almacenamiento de un acuífero almacenamiento por unidad de superficie	LT^{-1} adimensional L
S_t	ordenada de una curva S	L^3
SAR	relación de adsorción de sodio	adimensional
s	talud lateral de una zanja; pendiente de un canal descenso de la capa de agua debido al bombeo	adimensional L
T, t	tiempo; período	T
TUH	hidrograma unitario en t-horas	adimensional

Símbolo	Descripción	Dimensiones
t_r	período de recarga	T
u	perímetro mojado de un dren	L
	factor de Boltzman	adimensional
	volumen infiltrado por unidad de anchura	$L^2 T^{-1}$
$u(o,t)$	ordenada del IUH	$L^3 T^{-1}$
$u(T,t)$	ordenada del TUH	$L^3 T^{-1}$
V	volumen del recipiente	L^3
	aporte total de agua de riego por unidad de superficie	LT^{-1}
v	velocidad del flujo; velocidad aparente; descarga específica (caudal por unidad de sección transversal)	LT^{-1}
W	volumen de humedad del suelo	L
$W(u)$	integral exponencial; función de Theis del pozo	adimensional
w_e	contenido de humedad del extracto a saturación	adimensional
w_{fc}	contenido de humedad a capacidad de campo	adimensional
w_{wp}	contenido de humedad en el punto de marchitamiento	adimensional
w_r	resistencia al flujo radial de agua	$L^{-1} T$
x,y,z	coordenadas cartesianas	adimensional
y	carga hidráulica del agua libre; profundidad del agua en un canal	L
Z'	contenido de sales de un suelo	meq/m^2
Z	contenido de sales de un suelo	(mmhos/cm) mm
α	factor de reacción (1/j)	T^{-1}
α	relación indicando las necesidades de lavado	adimensional
α	cambio en régimen permanente del nivel del agua en el suelo	LT^{-1}
αE	necesidades de lavado	LT^{-1}
β	relación indicando las pérdidas de agua de riego	adimensional
Δ	incremento de	adimensional
Θ	contenido de humedad del suelo (% en volumen)	adimensional

Símbolo	Descripción	Dimensiones
π	relación entre la longitud de una circunferencia y su diámetro, 3,146	adimensional
μ	porosidad efectiva, espacio poroso drenable	adimensional
ρ	densidad del agua	ML^{-3}
λ	factor de pérdida (fuga)	L
ζ	coeficiente de pérdida (fuga)	T^{-1}
ψ	función de corriente	L^2T^{-1}
$\Gamma(\eta)$	función gamma	adimensional
∞	infinito	adimensional
∂	signo de derivada parcial	adimensional

Acuífero	
artesiano	14.6
freático	12.1
semiconfinado	12.1
Acuífero freático	12.1; 13.3
con recarga vertical	12.3.3
flujo en régimen permanente	
hacia un pozo en	12.2.1
flujo en régimen variable	
hacia un pozo en	12.2.2
transmisión de ondas en	13.4.1
Acuífero freático infinito	
bombeo intermitente	12.3.2
Acuífero infinito	
flujo de agua hacia pozos	
únicos en	12.2
Acuífero libre	
conductividad hidráulica de	14.5.2
descarga de pozos en	14.5.2
descenso en pozos inter-	
ferentes en	14.5.2
transmisividad de	14.5.2
Acuífero semiconfinado	13.2
definición	12.1
drenaje por pozos en	14.7
flujo en régimen permanente	
hacia pozos en	12.2.3
flujo en régimen variable	
hacia pozos en	12.2.4
transmisión de ondas en	13.4.2
Acuífero semiconfinado	
infinito	13.2.1
Agotamiento ver también	
Curva de agotamiento	
Agotamiento	
curva de	15.5.1
permisible	11.4.3
Agua ver también Flujo de agua	
Agua de drenaje	
calidad	10.7
reutilización	10.7
Agua de riego	
aplicación	10.4
como fuente de sales solubles	9.1
composición iónica de	9.3.3; 9.4.5

concentración de sales muy	
solubles en	9.4.4
concentración salina	
de	9.2.2; 11.2.3
conductividad eléctrica	
de	9.3.1
conteniendo bicarbonato	
de calcio	9.4.5
conteniendo bicarbonato	
sódico	9.4.6
conteniendo yeso	9.4.4
efecto de la concentración	9.3.3
influencia de sales débilmente	
solubles en	9.4
mezcla con la solución del	
suelo	9.5.2
Agua del mar	
mezcla con agua dulce	9.5.1
Agua exterior a una zona	
aporte al subsuelo	11.4.1
Agua freática	
concentración de sales en	11.2.3
Agua subsuperficial ver Capa freática,	
Escurrentia subsuperficial, Nivel	
de la capa de agua, Pérdidas de agua	
Almacenamiento en	
depresiones	15.1; 15.4.1
Altura de la capa de agua	
cálculo de	11.4.4
Amortiguación de ondas ver también Onda	
Amortiguación de ondas en	
acuíferos	13.4
Análisis de correlación	
analítica	15.3.4
Análisis de hidrogramas	16.3
de descarga subsuperficial	16.4
ejemplo numérico de	16.4
Análisis de sistemas lineales	
en hidrología	15.3.5
Análisis por correlación gráfica	
coaxial	15.4.2
comparación con el método del	
número de curva	15.4.4
Años hidrológicos	15.3.4
Area de polder ver también Polders	
Area de polder	
características	
hidrológicas	15.7.3

Areas regadas	
cálculos para el drenaje de	11.4.2
concentración salina de la	
capa de agua del suelo	11.2.3
criterios de drenaje en	11.4
fórmula para el espaciamiento	
entre drenes	8.3.3
Areas sin riego	
criterios de drenaje para	11.3
empleo del método de régimen	
variable	11.3.2
empleo del régimen permanente	
para establecer los	
criterios	11.3.1
Ascenso capilar	
durante el período de	
barbecho	9.3.2
salinización por	11.2.3
suelos estacionalmente	
regados por	9.3.2
<i>Avenida ver también Flujo horizontal,</i>	
<i>Flujo radial</i>	
Avenida que define el diseño	
determinación	15.5.2

B

Balance de agua	
cálculo de	9.3
de la parcela	10.2
de suelos estacionalmente	
regados	9.3.2
de suelos permanentemente	
regados	9.3.1
de un suelo regado con agua que	
contiene yeso	9.4.4
en la zona radicular	9.2.1; 9.2.3
<i>Balance de sales ver también</i>	
<i>Concentración de sales, Contenido</i>	
<i>en sales, Salinidad, Suelos salinos</i>	
Balance de sales	9.2
cálculo de	9.3
de la zona radicular	9.2.1; 9.2.3
de suelos estacionalmente	
regados	9.3.2
de suelos permanentemente	
regados	9.3.1
de un suelo regado con agua	
que contiene yeso	9.4.4
en un único recipiente	9.5.1
influencia del agua de riego	
en	9.4.1

Balek (modelo)	15.3.6
Bessel (función)	12.2.3
Bicarbonato de calcio	
en el agua de riego	9.4.5
Bicarbonato de sodio	
en el agua de riego	9.4.6
Bicarbonatos	
clasificación del agua de	
riego	9.4.2
precipitación de	9.4.5
Boltzmann (factor)	12.2.2
Bombeo	12.1; 12.2
continuo	12.2.2
intermitente	12.3.2
Bombeo en pozos	
drenaje por medio de	14
ejemplos	14.1
Boussinesq (depósito)	16.2.2

C

Capa de agua	
equilibrio dinámico	11.4.4
<i>Capa freática ver también</i>	
<i>Nivel de la capa de agua</i>	
Capa freática	
control necesario de la	
profundidad	11.3
durante el período de máximo	
riego	11.4.3
durante la estación de	
cultivo	11.2.2
efecto en los cultivos de	
verano	11.2.1
efecto sobre las praderas	11.2.2
elevación debida a la	
lluvia	11.3.2
en áreas regadas	11.4
en áreas sin riego	11.3
fuera de la estación de	
cultivo	11.2.1
hidrogramas	11.3.2
percolación desde canales	10.3
profundidad	8.2.1; 14.4
profundidad deseable de	11.4
relación con el caudal de des-	
carga por los drenes	11.3; 11.4

Capa semipermeable	12.1	Concentración de la humedad del suelo	9.2.4
Capacidad de drenaje	10.2	Concentración de sales de la humedad del suelo	9.2.2; 9.2.3; 9.5.4
Capacidad de infiltración del suelo	15.1; 15.4.1	de la solución del recipiente	9.5.1
Capacidad de recarga	15.4.2; 15.4.3	del agua de riego	9.2.2; 9.2.4
Capacidad de recarga limitada	15.4.3	en la capa de agua del suelo	11.2.3
Carbonatos		en recipientes sucesivos	9.5.3
determinación de la conductividad eléctrica	9.4.3	en un recipiente con derivación	9.5.2
presencia en el agua de riego	9.4.1	en una columna continua	9.5.5
Carbonatos de calcio		Concentración salina de la solución del recipiente	9.5.1
solubilidad de	9.4.1	Concepto de equilibrio dinámico de la capa de agua	11.4.4
Carbonatos de magnesio		Condiciones del agua freática en régimen permanente (variable)	
solubilidad de	9.4.1	criterios de drenaje para	11.1
Carga hidráulica	12.2.3; 13.2; 14.6	Conductividad eléctrica de la solución del suelo	9.3.3; 9.4.1
Carga hidráulica media en el tiempo	8.3.4	del extracto a saturación	9.3.1
Cationes intercambiables	9.3.3	ecuación de almacenamiento de sales	9.2.5
Cauces de agua		Conductividad hidráulica de una capa semipermeable respecto del flujo vertical	12.2.3
almacenamiento en	15.2.4	Cono de depresión	14.5
como depósitos	16.1.3	Constantes hidráulicas determinación	13.2.1
condición	15.2.4	Contenido en sales de la zona radicular	
pendiente	15.2.3	cambios	9.2.1; 9.2.4
Caudal de descarga por los drenes	8.2.1	ecuación	9.2.4
ábaco	8.2.8; 8.2.9	Contenido salino inicial del a zona radicular	9.3.1
en áreas bajo riego	11.4	Control del riego	10.2
en áreas sin riego	11.3	Convolución	15.5.3
en relación con la capa de agua	11.4.1	Corrientes de agua efímeras	15.2.4
Caudales de diseño para drenaje subsuperficial	11.3.1	Corte anticipado del caudal de riego	10.5
Caudales punta	15.1; 15.2.2	Criterios holandeses para drenaje	11.3.1
Coefficiente de almacenamiento	12.2.1; 12.2.4		
Coefficiente de escurrimiento	15.6.2		
Coefficiente de pérdidas	13.2		
Columna continua			
desalinización de	9.5.4		
Columna de suelo			
concentración de sales en	9.5.5		
desalinización de	9.5.4		
proceso de lavado	9.5.5		
Composición iónica del agua de riego	9.3.3		

Criterios para el drenaje		Dawdy (modelo)	15.3.6
a nivel de parcela	11	De Zeeuw (modelo)	15.7.3
empleados en Holanda	11.3.1	Depósito de Boussinesq	16.2.2
en áreas regadas	11.4	Depósito de comportamiento	
en áreas sin riego	11.3	lineal	16.2.1
formulación de	11.1	Depósito de retención	15.2.4
uso del método para régimen		Desalinización	
variable	11.3.2	cálculo de	9.5.5
Cuenca hidrológica	15.2	del perfil del suelo	9.5.4
análisis de sistemas	15.3.5	ecuación	9.2.4; 9.5.4
evaporación de	15.3.6	por lluvia	9.5.5
síntesis de modelos	15.3.6		
Cuenca hidrológica como un		<i>Descarga ver también Caudal de descarga</i>	
sistema		Descarga	
simulaciones por computador	15.3.6	criterios para los cultivos	14.4
Cultivos		datos de archivo	16.3.2
criterios de descarga para	14.4	de pozos	1.4
criterios de drenaje para	11.3.1	hidrograma de	16.1.1
efecto de la capa de agua		por los drenes	8.3.6
en	11.2.1	Descarga de drenaje	10.1
elevación de la capa de		causada por el riego	10.8
agua	11.3.2	Descarga de los terrenos	
evapotranspiración	10.1; 10.3	cálculo	16.4.2
humedad del suelo	10.4	Descarga de pozos	1.4
necesidades de agua	10.3	Descarga de un área	
necesidades de aireación	11.2.1	características	16.3.2
profundidad permisible de la		Descarga de una cuenca	
capa de agua	11.2.2	predicción por análisis	
reducción del rendimiento		de sistemas	15.3.5
de	11.2.2	Descarga de zonas pantanosas	
tolerancia a la sal	10.6	cálculo	16.4.2
Cultivos de verano		Descarga que define el diseño	16.1.2
efecto de la capa de agua		Descarga subsuperficial	10.1; 10.3
en	11.2.1	ejemplo del análisis de un	
rendimientos de	11.2.1	hidrograma	16.4
Curva de agotamiento del flujo		Descarga variable	8.3.4
subsuperficial de agua	15.5.1	Descargas históricas	
<i>Curva de recesión ver Curva de</i>		reconstrucción	16.3.2
<i> agotamiento del flujo subsuper-</i>		Descenso de la capa de agua	
<i> ficial</i>		en pozos	14.5
Curva velocidad-capacidad de		en un acuífero	
infiltración	15.4.1	libre	14.5.2; 14.7.2
Curva velocidad-capacidad de		método de cálculo	14.5.1
retención	15.4.1	Desecación	
Curvas de altura-duración-		suelos estacionalmente	
frecuencia de la lluvia	11.3.2	regados	9.3.2
D			
Dagan (ecuación)	8.2.6		

Detección	
análisis de sistemas	15.3.5
Diagrama de Dooge tiempo-área	
curva de concentración	15.6.2
Diagrama de intensidad de la precipitación	15.4.1
Diagrama tiempo-área	15.6.1
Diagrama tiempo-intensidad de lluvia	15.3.6
Diagramas coaxiales	15.4.2
Distribución de Poisson	15.6.1
Distribución descarga-frecuencia	
cálculo	16.4.1
evaluación	16.4.2
Distribución gamma	15.6.1
Divisoria freática	15.2
Divisoria topográfica	15.2
Dolomita	
solubilidad de	9.4.1
Donnan (ecuación)	8.2.1
Dooge (diagrama)	15.6.2
<i>Drenaje ver también Agua de drenaje, Espacio poroso drenable, Red de drenaje</i>	
Drenaje	
intensidad del	8.3.5
Drenaje de sales	11.2.3
Drenaje del suelo	
prevención de encharcamiento	11.2.1
Drenaje en la estación de cultivo	11.2.2
Drenaje fuera de la estación de crecimiento	11.2.1
Drenaje natural	11.4.1
Drenaje por gravedad	14.1
desventajas	14.2
ventajas	14.3
Drenaje por pozos	14
de un acuífero semiconfinado	14.7
desventajas	14.3
ventajas	14.2
Drenaje subsuperficial	
caudales para el diseño del drenaje	11.3.1

Drenaje y riego	10.1
<i>Drenes ver también Caudal de descarga, Espaciamiento entre drenes, Profundidad de los drenes</i>	
Drenes	
caudal de descarga por	8.2.1
profundidad de	11.4.3
radio de	8.2.2
Dupuit-Forchheimer (modelo)	15.7

E

Ecuación de continuidad	13.2; 15.3.2
Ecuación de Dagan	8.2.6
Ecuación de Donnan	8.2.1
Ecuación de equilibrio	
de sales	9.2.3
aplicación	9.3.1
en términos de conductividad eléctrica	9.2.5
Ecuación de Ernst	
aplicación	8.2.8
principios	8.2.7
Ecuación de Glover-Dumm	
aplicación	8.3.5
discusión de	8.3.4
en áreas bajo riego	11.4.2
formulación de criterios de drenaje	11.1
principios	8.3.2
Ecuación de Hooghoudt	
aplicación	8.2.3
principios	8.2.2
Ecuación de Kirkham	8.2.4
aplicación	8.2.5
Ecuación de Kraijenhoff van de Leur-Maasland	
aplicación	8.3.6
discusión de	8.3.7
principios	8.3.5
Ecuación de Rothe	8.2.4
Ecuaciones de drenaje	
para régimen permanente	8.2
para régimen variable	8.3
Ecuaciones del flujo en pozos	
uso	12.1
Edelman (modelo)	15.7.1

Efecto mulch	9.3.2	Espacio poroso drenable	11.3.1
Efecto orográfico	15.3.3	efecto sobre el caudal	
Eficiencia de aplicación del riego a la parcela	10.1; 10.2; 11.4.1	de descarga	11.3.2
Eficiencia de conducción	10.1	en relación con la precipitación	11.3.2
en zanjas	10.5	en relación con la profundidad de la capa de agua	11.3.2
Eficiencia de riego en la explotación	10.5	Estación de crecimiento de los cultivos	
Eficiencia global del riego	10.1; 10.2	capa de agua en la	14.4
Embalse de Kraijenhoff	16.2.2	Estudios de frecuencias uso de hidrograms	15.3.5
Embalses superficiales	16.1.3	Estudios empíricos en hidrología	15.3.3
Ensayos por bombeo	12.1; 12.2	Evaporación	10.1; 10.5
ecuación para el análisis	12.2.1	en relación con el drenaje	11.2.1
Equilibrio de sales		modelo de correlación	15.3.4
ecuación	9.2.3	pérdidas por	15.3.6
Equilibrio del intercambio catiónico		Evaporación de una cuenca	15.3.6
cálculo del	9.3.3	Evapotranspiración	11.4.1; 16.1.3
Equilibrio dinámico		de los cultivos	10.1; 10.3; 10.4
de la capa de agua	11.4.4	durante el período de máximo riego	11.4.3
Ernst (ecuación)	8.2.7	Exceso de precipitación	15.5.3
<i>Escurrentía ver también Método racional, Procesos de escurrentía</i>		considerado como un sub-sistema	15.3.6; 15.4
Escurrentía directa	15.1	Exceso de precipitación instantáneo	
coeficiente de	15.6.2	equivalente	15.6.2
hidrograma	15.4.1; 15.5.1	Exceso de riego	
modelos	15.6	para el lavado de suelos	10.6
Escurrentía subsuperficial	15.1	Exceso de riego beneficioso	10.6
hidrograma	15.5.1	Extracto a saturación	
modelos	16.1	composición iónica	9.3.3
transformación de la precipitación efectiva en	16.1.3	conductividad	
Escurrentía superficial	10.1; 10.3	eléctrica	9.2.5; 9.3.1; 9.3.2
factor de reacción	16.3.3	relación de adsorción de sodio	9.3.3
papel del suelo	15.2.1		
papel del tamaño de la cuenca	15.2.2		
Espaciamento entre drenes	8.2.1		
cálculo de	8.2.3; 11.3.2; 11.4.3		
fórmula para áreas bajo riego	8.3.3		
fórmulas	8.2.8		
Espaciamento entre pozos			
estimación de	14.6; 14.7.3		

F

Factor de Boltzmann	12.2.2
Factor de geometría	8.2.7
Factor de pérdidas	13.2.1; 13.2.2

Factor de reacción	8.2.5; 16.1.1; 16.2.3
determinación	16.3.1; 16.4.1; 16.4.2
orden de magnitud	16.3.3
Filtración	
definición	13.1
desde canales	13.2; 13.3
en acuíferos freáticos	13.3
en acuíferos semiconfinados	13.2
en acuíferos semiconfinados finitos	13.2.2
en acuíferos semiconfinados infinitos	13.2.1
Filtraciones de una cuenca	16.3.1
Final de la curva de decrecida	8.3.4; 8.3.7
Flujo de agua desde zanjas en acuíferos freáticos tras un cambio instantáneo del nivel del agua	13.3.1
tras un cambio permanente del nivel del agua	13.3.1
Flujo de agua hacia pozos únicos en acuíferos infinitos	12.1
Flujo de agua hacia un pozo	12.1
Flujo de base hidrograma de	15.1 15.5.2
Flujo de retorno	10.7
Flujo en régimen permanente hacia un pozo en un acuífero freático	12.2.1
en un acuífero freático con recarga vertical	12.3.3
en un acuífero semiconfinado	12.2.3
Flujo hipodérmico	15.1; 15.5.1
Flujo horizontal de un acuífero del suelo	12.2.1; 14.5.2 8.2.1
ecuación	13.2.3
por encima del nivel de los drenes	8.2.4
Flujo máximo	15.1
Flujo radial	8.2.2; 12.1; 13.2.1; 13.2.2
<i>Flujo transitorio ver Flujo variable</i>	
Flujo variable hacia un pozo en un acuífero freático	12.2.2

en un acuífero semi-confinado	12.2.4
Flujo vertical	12.2.3; 13.2
Función de Bessel	12.2.3; 13.2.3
Función de Green	12.3.1
Función de Hankel	12.2.3
Funciones del pozo para acuíferos semiconfinados	12.1 12.2.4
Theiss	12.2.2
Funciones gamma incompletas	15.6.1

G

Glover-Dumm (ecuación)	8.3.2
Gradiente hidráulico	13.2
Green (función)	12.3.1

H

Hankel (función)	12.2.3
Hidrograma avenida-período	15.5.1
Hidrograma de descarga	15.2.1; 16.1.1
procedimiento de desglose	16.3.1; 16.4.1
Hidrograma de escorrentía directa	15.4.1; 15.5.1
longitud base	15.5.1
Hidrograma de escorrentía subsuperficial	15.5.1
Hidrograma de salida agua	15.3.6; 15.5.3
Hidrograma instantáneo de flujo	15.7.2
Hidrograma reconstruido	16.4.2
Hidrograma unitario de Sherman	15.2.5
principios	15.5.1
Hidrograma unitario de T horas de duración	15.5.3
Hidrograma unitario instantáneo	15.5.3

Hidrología	
análisis de sistemas	
lineales	15.3.5
métodos de estudio	15.3
métodos estadísticos	15.3.4
Hidrología paramétrica	15.3.3
modelos conceptuales	15.3.6
Hooghoudt (ecuación)	8.2.2
Huertos	
caudal de descarga	11.3.1
criterios de drenaje para	11.3.2
criterios de drenaje usados	
en Holanda	11.3.1
efecto de la intensidad del	
drenaje en	11.3.2
Humedad	
almacenamiento	9.2.1
concentración de	9.2.4
conductividad eléctrica de	9.2.5
<i>Humedad del suelo ver también</i>	
<i> Reserva de la humedad</i>	
Humedad del suelo	
composición iónica de	9.3.3
concentración	9.2.4
conductividad eléctrica de	9.2.5
contenido	9.2.2
necesidades de los cultivos	10.4

I

Índice de infiltración	15.4.1
Índice de precipitación antecedente	15.4.2
Infiltración de agua	
en exceso	10.5; 10.6
índice de	15.4.1
velocidades de	10.4; 10.5
Influente (líquido entrante)	
concentración salina de	9.5.1
Intensidad de recarga	8.3.5
Intensidad del drenaje	8.3.5
Intercambio iónico	9.3.3
Intercepción	15.4.1
Interferencia de pozos	14.5
Inundación	
prevención de	11.2
reducción del rendimiento	11.2.2

Inversión matricial	
cálculo del hidrograma	
unitario	15.5.2

K

Kirkham (ecuación)	8.2.4
Kraijenhoff (ecuación)	8.3.5
Kraijenhoff (embalse)	16.2.2
Kraijenhoff (modelo)	15.7.2

L

Lago superficial	9.5.1
concentración salina en la	
solución del embalse	9.5.1
Lavado	
cantidad de agua de riego	
para	11.4.1
eficiencia	9.2.2; 9.5.5
intensidad	9.3.3
por agua de lluvia	9.5.5
teoría	9.5
Ley de Poisseuille	15.3.2
Ley de Seddon	15.2.3

M

Método de las isoyetas	15.3.6
Método de Thiessen	15.3.6
Método de traslación	
recorrido de la escurrentía	15.6.2
Método del depósito de agua	
recorrido de la escurrentía	15.6.1
Método del número de curva	15.4.3
comparación con el método	
coaxial	15.4.4
Método racional	
recorrido de la escurrentía	15.6.2
Método racional modificado	
recorrido de la escurrentía	15.6.2
Método tiempo-área	
recorrido de la escurrentía	15.6.2

Métodos de riego y eficiencia de lavado	9.2.2
Métodos del Hidrograma	
Unitario	15.3.5
cálculo numérico	15.5.2
determinación de la avenida de diseño	15.5.2
instrumentos matemáticos del análisis de sistemas lineales	15.5.3
principios	15.5.1
Métodos estadísticos en hidrología	15.3.4
Modelo de Bales	15.3.6
Modelo de correlación en hidrología	15.3.4
Modelo de Dawdy	15.3.6
Modelo de De Zeeuw	15.7.3
Modelo de Dupuit-Forchheimer	15.7
Modelo de Edelman flujo subsuperficial de agua	15.7.1
Modelo de Kraijenhoff	15.7.2
Modelo de O'Donnell	15.3.6
Modelo de Stanford	15.3.6
Modelo de traslación lineal	15.6.2
Modelo precipitación- escorrentía	16.1.1
Modelos conceptuales hidrología paramétrica	15.3.6
Modelos de escorrentía	15.6
Modelos holandeses estudios precipitación- escorrentía	15.7
Movimiento del soluto modelos teóricos	9.5
Movimiento sinusoidal de la carga hidráulica en un acuífero	13.4
del agua en lámina libre	13.4

N

Necesidades de aireación de los cultivos	11.2.1
---	--------

Necesidades de drenaje de parcela	10.1
--------------------------------------	------

*Necesidades de lavado ver también
Lavado*

Necesidades de lavado	9.2.3; 11.4.1
cálculo de	11.4.3
disminución	9.4.6
evaluación de	9.4.2
riesgo de alcalinización	9.3.3

Necesidades de riego aplicación de la ecuación de almacenamiento de sales	9.3.1
---	-------

Nivel de la capa de agua efecto sobre las praderas	11.2.2
división de la pre- cipitación	16.3.1
reserva del agua subsuper- ficial	16.1.3
valores del factor de reacción	16.3.3

Nivel del agua en el suelo influencia de un cambio de influencia de un cambio proporcional con el tiempo	13.3.1
movimiento sinusoidal de	13.4

Nivel del agua en los drenes altura de	8.2.1
factor de influencia	8.1

Normas inglesas para el drenaje subsupsuperficial	11.3.1
--	--------

O

O'Donnell (modelo)	15.3.6
Olas de marea	13.4

*Onda ver también Amortiguación
de ondas, Transmisión de ondas,
Velocidad de una onda*

Onda de la avenida	15.1
velocidad	15.2.3

P

Pearson (tablas)	15.6.1
------------------	--------

Pendiente uniforme equivalente	15.2.3	Porosidad efectiva del acuífero	12.2.1 14.4
Percolación		<i>Pozos ver también Bombeo en pozos, Descarga de pozos, Drenaje por pozos</i>	
aplicación de la ecuación de almacenamiento de sales	9.3.1	Pozos	12.1
negativa	9.3.2	descarga de 14.4;14.5.2;14.6;14.7.3	
pérdidas	10.3; 10.5; 11.4.1	en acuíferos con límites	
Pérdidas		hidráulicos rectos	12.3.1
desde zanjas	10.5	en acuíferos semiconfinados	14.7
determinación de	15.4	espaciamiento de	14.6
factor de	13.2.1	interferencia de	14.5
hacia una capa de agua		radio efectivo de	14.6
profunda	13.5.1	Pozos artesianos	14.7.1
hacia una capa de agua		Pozos imagen	12.3.1
superficial	15.5.2	Pozos interceptores	14.7.2
Pérdidas de conducción	10.1; 10.3; 11.4.1	Praderas	
Pérdidas de funcionamiento	10.3	efecto del nivel del agua sobre	11.2.2
Pérdidas en arrozales	10.5	Precipitación	
Pérdidas en parcela	10.1;10.2	capa de agua durante	14.4
Pérdidas intencionadas	11.4.1	contribución a la descarga del drenaje	10.1
Pérdidas por evaporación	15.3.6	curvas altura-duración- frecuencia	11.3.2
Pérdidas por filtración	10.3	de sales débilmente solubles	9.4.1
Pérdidas por percolación	10.3; 10.5; 11.4.1	desalinización del perfil del suelo por	9.5.2; 9.5.5
Pérdidas por percolación		elevación de la capa	
profunda	11.4.1	de agua	11.3.2
durante el período de máximo riego	11.4.3	métodos de infiltración	15.4.1
Período de máximo riego		relación con los caudales de drenaje	11.3.1
cálculo de la altura de la capa de agua durante	11.4.4	yetograma de	15.3.6
cálculo para	11.4.3	Precipitación antecedente	
Período de recesión	8.3.6	índice de	15.4.2
Período de tormenta		Precipitación de una cuenca	15.3.6
unitaria	15.5.1;15.5.2	Precipitación efectiva	15.4
Poisseeuille (ley)	15.3.2	cálculo	16.4.2
Poisson (distribución)	15.6.1	considerada como un subsistema	15.3.6
Polders		expresiones matemáticas para el cálculo	16.2
análisis de hidrogramas	16.3.1	transformación en escorrentía	
caudal de descarga	11.3.1	subsuperficial	16.1.3
distribución del agua de filtración	13.2.3	valor total calculado	16.3.1
profundidad de la capa de agua	11.2.1	Precipitación efectiva total	16.4.1
Porcentaje de sodio intercambiable	9.3.3	Precipitación estequiométrica	9.4.1
		Precipitación medida	
		transformación en precipitación efectiva	16.1.3

Predicción de la descarga de una cuenca	
análisis de sistemas	15.3.5
avenida que define el diseño	15.5.1
Predicción del análisis del sistema de la descarga de una cuenca	15.3.5
Profundidad crítica de la capa de agua	11.2.3
Procesos de escorrentía concepto en Holanda	16.1.3
Profundidad de la capa de agua crítica	11.2.3
relación con la salinización por capilaridad	11.2.3
valores para los cultivos	11.2.2
Profundidad de los drenes	
cálculo de	11.4.3
en relación con el caudal de descarga	11.3.1
en relación con la lluvia y espaciamento	11.3.2
Proyectos de riego	
necesidades de drenaje en régimen permanente	11.4.1

R

Radio de	
influencia	12.2.1; 12.3.1; 14.5
cálculo de	14.6
Radio del dren	8.2.2
Recarga	
intensidad de	8.3.5
Recarga de la humedad del suelo	9.3.2
Recarga de una cuenca	15.4.2
Recarga intermitente	8.3.6
Recipientes modelo del movimiento del soluto	9.5
con derivación	9.5.2
series de	9.5.3
único	9.5.1
Recuperación	
de zonas salinas por drenaje	10.6
lavado de suelos salinos durante	9.5

Red de drenaje ver también Drenaje

Red de drenaje	
método empírico	15.3.3
método físico	15.3.2
métodos estadísticos	15.3.4
modelo matemático	15.3.2
simulación	15.3.6
sistemas lineales	15.3.5
Reducción del rendimiento de los cultivos causada por encharcamiento	11.2.2
Relación de adsorción de sodio	9.3.3
Relación precipitación-escorrentía	
métodos de estudio	15.3
papel de la cuenca de drenaje	15.2
papel del suelo	15.2.1
síntesis de modelos	15.6
Rendimientos de los cultivos	
efecto de la profundidad de la capa de agua en	11.2.1; 11.2.2
Resalinización	
efecto del drenaje natural	11.4.1
prevención	9.3.2
Reserva de la humedad del suelo	16.1.3
Resistencia al flujo	
vertical	12.2.3; 13.2
Resistencia hidráulica	13.2.3
de una capa de suelo	14.7.3
Resistencia radial del flujo hacia los drenes	8.3.2
Respuesta a un impulso	15.5.3
Retención máxima potencial	15.4.3
Retención superficial	15.1; 15.5.1
Retraso de una cuenca	15.2.3; 15.6
Riego ver también Período de máximo riego	
Riego	
cálculo del balance de agua	9.3.1
constante	9.3.1
eficiencia	10.5
en exceso	10.6
en relación con el drenaje	10.1
frecuencia	10.4
sistema rotativo de	10.3
Riego continuo	10.5

Riego en exceso	10.5
Riego en fajas	10.5
Riego intermitente	10.5
Riego por aspersión	10.5
Riego por escorrentía	10.5
Riego por gravedad	
cantidad de agua de riego para	11.4.1
Riego por inundación en eras	10.5
eficiencia de lavado en	9.2.2
Riego por inundación en fajas	
eficiencia de lavado en	9.2.2
Riego por surcos	10.5
eficiencia de lavado en	9.2.2
Riego subterráneo	10.5
Riego superficial	10.5
Riesgo de alcalinización	
aumento de	9.4.2
disminución de	9.4.6
efecto de las sales poco solubles	9.4.1
y lavado	9.3.3
Rothe (ecuación)	8.2.4

S

Sales ver también Concentración de sales, Ecuación de equilibrio de sales

Sales altamente solubles	
aplicación de la ecuación de almacenamiento de sales	9.4.3
concentración en el agua de riego	9.4.4
Sales poco solubles	
en el agua de riego	9.4
precipitación de	9.4.1
solubilidad de	9.4.1
Salida de agua	
hidrograma de	15.3.5
modelo de correlación	15.3.4
Salinidad	
cálculo de	9.3.1
Salinidad de equilibrio	9.2.4

Salinidad del suelo	
calidad del agua de drenaje	10.7
exceso de riego	10.6
pérdidas por conducción	10.2
Salinización	
necesidades de los cultivos para el control de	10.6
por ascenso capilar	11.2.3
prevención de	11.2.3
velocidad de	11.2.3
Salinización y drenaje	9.1
Seddon (ley)	15.2.3
Sherman (hidrograma)	15.5.1
Simulación en hidrología	15.3.6
Síntesis de modelos	
en hidrología	15.3.6
en sistemas precipitación-escorrentía	15.6
Sistema de cauces de agua	
configuración	15.2.4
densidad	15.2.4
descarga de agua freática en	15.1
Sistema hidrológico	15.3.1
modelos	15.3.6
Sistema lineal invariable en el tiempo	15.3.5
sistema precipitación-escorrentía	15.5.3
Sistema rotativo de riego	10.3
Sistemas agrupados	15.3.3
Solubilidad	
de carbonatos	9.4.1
de sales poco solubles	9.4.1
Solución del suelo	
concentración salina de conductividad	9.4.1
eléctrica	9.3.3; 9.4.1
lavado por agua de lluvia	9.5.5
mezcla con agua de lluvia	9.5.2
mezcla con agua de riego	9.5.2
salinidad de	9.3.3
Stanford (modelo)	15.3.6
Subsuelo	
deseccación de	9.3.2
pérdidas por percolación	11.4.1

*Suelo ver también Columna de
suelo, Humedad del suelo,
Solución del suelo*

Suelo en barbecho
desecación de 9.3.2

Suelo homogéneo
espaciamiento entre
drenes en 8.2.8

Suelo regado
aplicación de la ecuación de
almacenamiento de sales 9.3.1
balance de agua de 9.2.1
salinización 9.1

Suelos estacionalmente regados
cálculo del balance de sales 9.3.2

Suelos estratificados
ecuación de Ernst 8.2.7

Suelos permanentemente regados
aplicación de la ecuación
de almacenamiento de
sales a 9.3.1

Suelos salinos
conductividad eléctrica 9.3.3
lavado durante la recuperación 9.5
movimiento de soluto 9.5
porcentaje de sodio inter-
cambiable 9.3.3
salinidad de equilibrio 9.2.4

Sulfatos
clasificación del agua de
riego 9.4.2

Superposición
método para el cálculo del
descenso de la capa de agua
en el bombeo 14.5.1
principio
de 8.3.6; 9.5.5; 12.3.2; 15.3.5

T

Tablas de Pearson de Funciones
Gamma Incompletas 15.6.1

Theiss (función) 12.2.2

Thiessen (método) 15.3.6

Tiempo de con-
centración 15.2.3; 15.6.2

Tierra de cultivo
capa de agua 11.3.1
caudal de descarga por los
drenes 11.3.1

Tipos de corrientes de agua 15.2.4

Tolerancia de los cultivos a
las sales 10.6

Transmisión de ondas ver también Onda

Transmisión de ondas 13.4
en acuíferos freáticos 13.4.1
en acuíferos semiconfinados 13.4.2

Transmisividad del 14.6
acuífero 8.2.1; 8.3.1; 12.2.1; 12.2.3

V

Valor de la suma de
excedencias 11.2.1

Valor del carbonato sódico
residual 9.4.2

Velocidad de una onda 15.2.3

Velocidad del frente de
avenida 15.2.3

Y

Yeso
clasificación del agua de
riego 9.4.2
efecto sobre el crecimiento
de las plantas 9.4.3
en el agua de riego 9.4.4
solubilidad del 9.4.1

Yetograma de la precipitación
de una cuenca 15.5.1

Yetograma de la precipitación
efectiva 15.3.6
transformación en el
hidrograma de descarga 16.1.3

Yetograma de salida de agua 15.3.6

Z

Zanjas

flujo de agua desde	13.3
flujo horizontal hacia	8.2.1
pérdidas de agua de	13.5

Zona radicular

balance de sales de	9.2.1
concentración de sales en	11.2.3
concentración salina de la	
humedad del suelo	9.2.2
depósito de humedad del suelo	
en	9.3.2

dsecación de	9.3.2
efecto de la intensidad de	
drenaje en	11.3.2
en relación con la capa de	
agua	11.4.1
humedad del suelo	10.4
necesidades de aireación de	11.2.2

Zonas áridas

drenaje de sales	11.2.3
exceso de riego	10.6
prevención de la	
salinización	11.2